

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

ESTUDO DE DIFERENTES SOLUÇÕES ENVOLVENDO PAREDES ESTRUTURAIS

CATARINA MORAIS GAMA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

DIMENSIONAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

Estudo de diferentes soluções envolvendo
paredes estruturais

CATARINA MORAIS GAMA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais
e irmã

Building a culture of prevention is not easy. While the costs of prevention have to be paid in the present, its benefits lie in a distant future. Moreover, the benefits are not tangible; they are the disasters that did not happen.

Koffie Anna, Secretário-geral das Nações Unidas, 1999

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Professor Doutor Nelson Vila Pouca, por tudo o que me ensinou e o apoio que me concedeu durante a elaboração deste trabalho, pois sem a sua ajuda não seria possível efetua-lo.

Ao professor Ionut Moldovan que me indicou o caminho de querer mais e de lutar.

Aos meus pais e irmã por todo o apoio que me deram ao longo deste percurso. Estiveram sempre presentes e deram-me liberdade para tomar as minhas decisões, apoiando-me sempre independentemente do resultado.

Aos meus amigos que estiveram sempre presentes, nas melhores e nas piores alturas, sempre com uma palavra amiga e quando necessário uma chamada de atenção.

.

RESUMO

A ação sísmica pode afetar fortemente as estruturas resultando em danos económicos bastante avultados como também a perda de vidas humanas. Contudo dimensionar os edifícios de modo a resistirem a um sismo é muitas vezes questionado, pois não é um fenómeno previsível e acresce o valor monetário final da obra.

A norma europeia de projeto de estruturas para a resistência aos sismos, Eurocódigo 8 (EC8) tem como objetivo assegurar as necessidades existentes para um bom dimensionamento sísmico. Contudo na aplicação deste regulamento encontram-se diversas dificuldades no que concerne à perceção dos conceitos definidos por esta como também na aplicação de algumas expressões. A aplicação deste regulamento implica uma maior taxa de armadura como também a uma dimensão superior dos elementos de contraventamento.

A presente dissertação tem como objetivo averiguar as normas e condicionantes que o EC8 fornece para o dimensionamento de edifícios de betão armado, com a aplicação em dois modelos distintos, um composto por paredes dúcteis e outro composto por paredes acopladas. É de salientar, que o modelo correspondente às paredes acopladas padece de dois tipos de sistema de paredes acopladas, do qual foi admitido um sistema diferente para cada direção. À *posteriori* procede-se à comparação dos aspetos relevantes em cada modelo, como por exemplo, corte basal, consumo de betão e a taxa de armadura.

PALAVRAS-CHAVE: Paredes dúcteis, Paredes acopladas, EC8, Dimensionamento sísmico, Análise sísmica

ABSTRACT

The seismic action can strongly affect structures, resulting in very significant economic damage as well as loss of human lives. However designing buildings so as to withstand an earthquake is often questioned because it is not a predictable phenomenon and increases the final construction cost.

The European standard for structural design for earthquake resistance, Eurocode 8 (EC8), aims to ensure existing needs for a good seismic design. However, when applying this code, there are several difficulties regarding the perception of concepts and the application of some mathematical expressions. The application of this regulation involves not only a higher rate of steel reinforcement, but also a greater upper brace dimensioning.

This thesis aims to investigate the rules and constraints that the EC8 postulates for reinforced concrete buildings design. Its application is based in two distinct models: the first one consisting of ductile walls and the second one in coupled walls. It is noteworthy that the model corresponding to coupled walls has two sub-systems, in which a different direction was admitted for each. Afterwards, the correlation of relevant aspects in each model is presented, such as base shear, concrete consumption and reinforcement rate.

KEYWORDS: Coupled walls, ductile walls, EC8, seismic design, seismic analysis

ÍNDICE GERAL

| | |
|---|----------|
| AGRADECIMENTOS | i |
| RESUMO | iii |
| ABSTRACT | v |
| 1. INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 ASPETOS GERAIS | 1 |
| 1.2 OBJETIVOS DA TESE | 1 |
| 1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE | 1 |
| 2. ENQUADRAMENTO E ESPECIFICAÇÕES DO EC8 | 3 |
| 2.1 INTRODUÇÃO | 3 |
| 2.2 COMPORTAMENTO NÃO LINEAR | 3 |
| 2.2.1 INTRODUÇÃO | 3 |
| 2.2.2 CONCEITO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR | 4 |
| 2.2.3 DUCTILIDADE | 5 |
| 2.2.4 <i>CAPACITY DESIGN</i> | 5 |
| 2.2.4.1 Aplicação do <i>Capacity Design</i> a paredes de betão armado | 7 |
| 2.3 AÇÃO SÍSMICA | 8 |
| 2.3.1 TIPO DE TERRENO E ZONAMENTO SÍSMICO DO TERRITÓRIO | 8 |
| 2.3.2 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA | 9 |
| 2.3.2.1 Espectro de resposta elástico | 9 |
| 2.3.2.2 Espectro de resposta horizontal de projeto | 10 |
| 2.3.3 AÇÃO SÍSMICA REFERENTE AO CASO DE ESTUDO | 12 |
| 2.3.4 ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA | 13 |
| 2.3.4.1 Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica | 14 |
| 2.4 CONCEÇÃO DE EDIFÍCIOS | 15 |
| 2.4.1 PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO | 15 |
| 2.4.2 ELEMENTOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS | 16 |
| 2.4.2.1 Elementos sísmicos primários: | 16 |
| 2.4.2.2 Elementos sísmicos secundários: | 16 |
| 2.4.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA | 17 |
| 2.4.3.1 Estado limite último | 17 |
| 2.4.3.2 Verificação de limitação de danos | 17 |

| | |
|--|-----------|
| 2.5 ESPECIFICAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO PARA PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO..... | 18 |
| 2.5.1 DESIGNAÇÕES | 18 |
| 2.5.2 ESFORÇO AXIAL E MOMENTOS FLETORES | 20 |
| 2.5.2.1 Esforço de cálculo e <i>Capacity Design</i> | 20 |
| 2.5.2.2 Armadura Longitudinal | 21 |
| 2.5.3 ESFORÇO TRANSVERSO | 22 |
| 2.5.3.1 Esforço de cálculo e <i>Capacity Design</i> | 22 |
| 2.5.3.2 Armadura Transversal | 23 |
| 2.5.3.3 Armadura de Confinamento | 24 |
| 2.6 ASPETOS PARTICULARES DO DIMENSIONAMENTO DE PAREDES ACOPLADAS | 26 |
| 3. MODELO PAREDES DÚCTEIS..... | 35 |
| 3.1 INTRODUÇÃO..... | 35 |
| 3.2 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL..... | 35 |
| 3.3 MATERIAIS | 38 |
| 3.4 AÇÕES..... | 38 |
| 3.4.1 AÇÕES GRAVÍTICAS | 38 |
| 3.4.2 AÇÃO SÍSMICA DE PROJETO..... | 38 |
| 3.4.3 AÇÃO DO VENTO..... | 39 |
| 3.5 MODELAÇÃO | 39 |
| 3.6 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE RESULTADOS | 41 |
| 3.6.1 ANÁLISE MODAL | 41 |
| 3.6.2 ANÁLISE DOS ESFORÇOS SÍSMICOS | 45 |
| 3.6.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA..... | 45 |
| 3.6.3.1 Contribuição dos elementos estruturais para o Corte Basal | 45 |
| 3.6.3.2 Deslocamentos | 47 |
| 3.7 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DÚCTEIS | 50 |
| 3.7.1 PRX..... | 50 |
| 3.7.1.1 Análise dos Esforços de Cálculo..... | 50 |
| 3.7.1.2 Dimensionamento da Armadura | 53 |
| 3.7.2 PRY..... | 57 |
| 3.7.2.1 Análise dos Esforço de Cálculo | 57 |
| 3.7.2.2 Dimensionamento da Armadura | 59 |
| 4. MODELO DE PAREDES ACOPLADAS | 63 |
| 4.1 INTRODUÇÃO..... | 63 |
| 4.2 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL..... | 63 |

| | |
|---|-----------|
| 4.3 MATERIAIS | 66 |
| 4.4 AÇÕES | 66 |
| 4.4.1 AÇÕES GRAVÍTICAS E AÇÃO DO VENTO | 66 |
| 4.4.2 AÇÃO SÍSMICA DE PROJETO | 66 |
| 4.5 MODELAÇÃO | 67 |
| 4.6 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE RESULTADOS | 67 |
| 4.6.1 ANÁLISE MODAL | 67 |
| 4.6.2 ANÁLISE DOS ESFORÇOS SÍSMICOS | 69 |
| 4.6.3 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA | 69 |
| 4.6.3.1 Contribuição dos elementos estruturais para o corte basal | 69 |
| 4.6.3.2 Deslocamentos | 71 |
| 4.7 DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS DE ACOPLAMENTO | 73 |
| 4.7.1 PAX | 73 |
| 4.7.1.1 Análise dos Esforços de Cálculo | 74 |
| 4.7.1.2 Dimensionamento da armadura | 77 |
| 4.7.2 VIGA DE ACOPLAMENTO | 80 |
| 4.7.3 PAY | 83 |
| 4.7.3.1 Análise dos Esforços de Cálculo | 84 |
| 4.7.3.2 Dimensionamento da armadura | 86 |
| 4.7.4 VIGA DE ACOPLAMENTO | 90 |
| 5. CONCLUSÕES | 95 |
| 5.1 CONCLUSÕES GERAIS | 95 |
| 5.2 PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS | 95 |
| BIBLIOGRAFIA | 96 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 - Seções abordadas no EC8 (adotado [1]) | 3 |
| Figura 2.2 - Resistência das estruturas a deslocamentos impostos (adaptado [3]) | 4 |
| Figura 2.3 - Dissipação de Energia (adaptado [3]) | 5 |
| Figura 2.4 - Ductilidade (adaptado [3]) | 6 |
| Figura 2.5 - Formação da rótula na base (adaptado [4]) | 7 |
| Figura 2.6 - Zonamento do território: a) Sismo Tipo 1, b) Sismo Tipo 2 (adaptado [5]) | 9 |
| Figura 2.7 - Espectro de Resposta elástico de acelerações | 10 |
| Figura 2.8 - Definição dos parâmetros da ação sísmica para os modelos estudados | 12 |
| Figura 2.9 - Princípios Básicos de Conceção (adaptado: [5]) | 16 |
| Figura 2.10 - Envolvente dos momentos fletores: a) Sistema de paredes; b) Sistemas mistos (adoptado [5]) | 20 |
| Figura 2.11 - Método simplificado dos pilares fictícios | 21 |
| Figura 2.12 - Envolvente do Esforço Transverso [5] | 23 |
| Figura 2.13 - E.E. confinado de uma parede com os bordos livres [5] | 26 |
| Figura 2.14 - Definition of the coupling ratio (CR) and lateral deflection [10 adopted by Paulay, T] ... | 27 |
| Figura 2.15 - Esquema de cálculo dos esforços transversos em vigas [5] | 29 |
| Figura 2.16 - Equações e diagramas correspondentes ao método de cálculo do esforço transverso (adaptado de [20]) | 29 |
| Figura 2.17 - Vigas de acoplamento com armaduras diagonais [5] | 31 |
| Figura 2.18 - Disposição da armadura na viga curta [10] | 31 |
| Figura 2.19 - Configuração de reforço em treliça rômica (Tegos e Penelis (1988)) | 33 |
| Figura 2.20 - Solução de armadura da travessa do modelo SP_M02 [28] | 33 |
| Figura 2.21 - Solução de armaduras da travessa do modelo SP_M04 [28] | 34 |
| Figura 3.1 - Planta estrutural | 37 |
| Figura 3.2 - Fachada do edifício: Corte A-A - Direção X; Corte B-B - Direção Y | 37 |
| Figura 3.3 - Espectro de resposta de cálculo | 39 |
| Figura 3.4 - Propriedades da barra de ligação | 40 |
| Figura 3.5 - Pormenorização da barra de ligação ao longo de toda a parede | 40 |
| Figura 3.6 - Visualização da estrutura modelada no Sap2000 | 41 |
| Figura 3.7 - Frequência dos três principais modos de vibração [Hz] | 43 |
| Figura 3.8 - Modos de vibração: $f_1=0,63$ Hz ; $f_2=0,75$ Hz; $f_3=1,06$ Hz | 43 |
| Figura 3.9 - Sequência da afetação devido a diferentes rigidezes | 43 |
| Figura 3.10 - Espectro de Resposta de Cálculo e respetivos períodos | 44 |
| Figura 3.11 - Percentagem do Corte Basal em cada elemento estrutural: a) Direção X; b) Direção Y .. | 46 |
| Figura 3.12 - Deslocamento elástico na Direção X | 47 |
| Figura 3.13 - Deslocamento entre pisos na Direção X | 47 |
| Figura 3.14 - Deslocamento elástico na Direção Y | 48 |
| Figura 3.15 - Deslocamento entre pisos na Direção Y | 48 |
| Figura 3.16 - Cálculo do coeficiente para contabilização dos efeitos de 2º ordem | 49 |
| Figura 3.17 - Seção Transversal do elemento PRX | 50 |
| Figura 3.18 - Esforços existentes na PRX: a) Esforço Transverso; b) Momento Fletor | 51 |
| Figura 3.19 - Envolvente de cálculo: a) Esforço Transverso b) Momento | 52 |
| Figura 3.20 - a) Esforço Axial; Envolvente: b) Esforço Transverso c) Momento Fletor | 52 |
| Figura 3.21 - Diagrama de cálculo de PRX | 53 |
| Figura 3.22 - Pormenorização da armadura de PRX | 57 |
| Figura 3.23 - PRY | 57 |
| Figura 3.24 - Esforços existentes na PRY: a) Esforço Transverso b) Momento Fletor | 58 |
| Figura 3.25 - Envolvente de cálculo: a) Esforço Transverso; b) Momento | 59 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.26 - a) Esforço Axial; Envolvente: b) Esforço Transverso; c) Momento Fletor | 59 |
| Figura 3.27 - Diagrama de cálculo de PRY..... | 60 |
| Figura 3.28 - Pormenorização da armadura de PRY..... | 62 |
| Figura 4.1 - Pormenorização do sistema de acoplamento em cada direção | 64 |
| Figura 4.2 - Planta estrutural | 65 |
| Figura 4.3 - Fachada do edifício: Corte A-A - Direção X; Corte B-B - Direção Y | 65 |
| Figura 4.4 - Espectro de resposta de cálculo..... | 66 |
| Figura 4.5 - Frequência dos três principais modos de vibração [Hz]..... | 68 |
| Figura 4.6 - Modos de vibração: $f_1=0,86$ Hz ; $f_2=1,03$ Hz; $f_3=0,54$ Hz..... | 68 |
| Figura 4.7 - Espetro de Resposta de Cálculo | 68 |
| Figura 4.8 - Percentagem do Corte Basal em cada elemento estrutural: a): Direção X; b): Direção Y | 70 |
| Figura 4.9 - Deslocamento elástico na Direção X..... | 71 |
| Figura 4.10 - Deslocamento entre pisos na Direção X | 71 |
| Figura 4.11 - Deslocamento elástico na direção Y | 72 |
| Figura 4.12 - Deslocamento entre pisos na direção Y | 72 |
| Figura 4.13 - Cálculo do coeficiente para contabilização dos efeitos de 2º ordem | 73 |
| Figura 4.14 - Secção transversal do elemento PAX | 73 |
| Figura 4.15 - Diagrama de esforços obtidos: a) presença da travessa; b) sem travessa | 74 |
| Figura 4.16 - Esforços existentes na PAX: a) Esforço Transverso; b) Momento Fletor | 75 |
| Figura 4.17- Envolvente de cálculo: a) Esforço Transverso; b) Momento..... | 76 |
| Figura 4.18 - a) Esforço Axial; Envolvente: b) Esforço Transverso; c) Momento Fletor | 76 |
| Figura 4.19 - Diagrama de cálculo de PAX..... | 77 |
| Figura 4.20 - Pormenorização da armadura de PAX..... | 80 |
| Figura 4.21- Esforços existentes na combinação AS1X: a) Esforço Transverso; b) Momento..... | 81 |
| Figura 4.22 - Diagrama de momentos na VAX | 82 |
| Figura 4.23 - Pormenorização da armadura de VAX..... | 83 |
| Figura 4.24 - Secção Transversal do elemento PAY | 83 |
| Figura.4.25- Esforços existentes na PRY: a) Esforço Transverso; b): Momento Fletor..... | 84 |
| Figura 4.26 - Envolvente de cálculo: a) Esforço Transverso; b) Momento..... | 85 |
| Figura 4.27 - a) Esforço Axial; Envolvente b) Esforço Transverso; c) Momento Fletor | 86 |
| Figura 4.28 - Diagrama de cálculo de PAY (1) | 86 |
| Figura 4.29 - Diagrama de cálculo de PAY (2) | 87 |
| Figura 4.30 - Pormenorização da armadura de PAY | 90 |
| Figura 4.31 - Esforços máximos na VAY para a combinação ASIY: a) Esforço Transverso; b) Momento Fletor | 91 |
| Figura 4.32 - Diagrama do momento | 91 |
| Figura 4.33 - Pormenorização da armadura exemplo de VAY (1)..... | 92 |
| Figura 4.34 - Pormenorização da armadura exemplo de VAY (2)..... | 93 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|--|----|
| Quadro 2.1 - Coeficiente de Importância γ_I | 10 |
| Quadro 2.2 - Valores do parâmetro S | 10 |
| Quadro 2.3 - Valores do coeficiente de comportamento básico | 11 |
| Quadro 2.4 - Características do Tipo de Terreno C | 12 |
| Quadro 2.5 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico | 13 |
| Quadro 2.6 - Aceleração máxima de referência a_{gR} | 13 |
| Quadro 2.7 - Resumo dos parâmetros a utilizar para a definição do espectro de resposta | 13 |
| Quadro 2.8 - Definição da zona crítica e altura crítica segundo EC8 | 19 |
| Quadro 2.9 - Condições dadas pelo EC8 e EC2 | 22 |
| Quadro 2.10 - Condições do EC2 relativos à armadura transversal | 24 |
| Quadro 2.11 - Condições para o dimensionamento da armadura de confinamento | 25 |
| Quadro 2.12 - Definição geométrica | 28 |
| Quadro 2.13 - Especificações relativas à armadura transversal em vigas | 30 |
| Quadro 2.14 - Verificações relativas à armadura longitudinal | 32 |
| Quadro 2.15 - Disposições construtivas referentes à armadura transversal | 32 |
| Quadro 3.1 - Dimensão das secções transversais dos pilares | 36 |
| Quadro 3.2 - Dimensão das secções transversais das paredes | 36 |
| Quadro 3.3 - Características dos materiais | 38 |
| Quadro 3.4 - Resumo dos parâmetros a utilizar para a definição do espectro de resposta | 38 |
| Quadro 3.5 - Período, frequência e massa efetiva em cada direção | 42 |
| Quadro 3.6 - Corte Basal total da estrutura devido a ação sísmica tipo 1 e 2 | 44 |
| Quadro 3.7 - Combinações empregues no cálculo dos esforços | 45 |
| Quadro 3.8 - Contribuição de cada elemento estrutural para o corte basal na Direção X | 45 |
| Quadro 3.9 - Contribuição de cada elemento estrutural para o corte basal na Direção Y | 46 |
| Quadro 3.10 - Valor do corte basal para os elementos primários e secundários e desvio na direção X | 46 |
| Quadro 3.11 - Valor do corte basal para os elementos primários e secundários e desvio na direção X | 47 |
| Quadro 3.12 - Efeitos de 2º Ordem nas duas direções | 49 |
| Quadro 3.13 - Verificação | 50 |
| Quadro 3.14 - Determinação do comprimento mínimo dos pilares fictícios | 51 |
| Quadro 3.15 - Valores na Base da PRX | 53 |
| Quadro 3.16 - Solução dos Pilares fictícios da PRX | 53 |
| Quadro 3.17 - Verificações de acordo o EC8 | 54 |
| Quadro 3.18 - Solução da alma da PRX | 54 |
| Quadro 3.19 - Valor da armadura na PRX e respetivos limites | 54 |
| Quadro 3.20 - Verificação das condições exigidas pelo EC8 e EC2 | 55 |
| Quadro 3.21 - Espaçamento a admitir no cálculo das cintas | 56 |
| Quadro 3.22 - Verificação | 57 |
| Quadro 3.23 - Determinação do comprimento mínimo | 58 |
| Quadro 3.24 - Valores na Base de PRY | 60 |
| Quadro 3.25 - Armadura longitudinal referente aos elementos de extremidade | 60 |
| Quadro 3.26 - Verificações | 60 |
| Quadro 3.27 - Armadura a dispor na alma | 60 |
| Quadro 3.28 - Valor da armadura de PRY e respetivo limite | 60 |
| Quadro 3.29 - Condições a verificar para o esforço transversal | 61 |
| Quadro 3.30 - Armadura transversal | 61 |
| Quadro 3.31 - Parâmetros necessários para verificação de confinamento | 61 |

| | |
|--|----|
| Quadro 3.32 - Espaçamento mínimo das cintas | 62 |
| Quadro 3.33 - Comprimento necessário para confinamento | 62 |
| Quadro 4.1 - Dimensão das paredes PAX e PAY e respetivas distâncias..... | 64 |
| Quadro 4.2 - Dimensão da secção transversal das vigas de acoplamento | 64 |
| Quadro 4.3 - Valores das cargas gravíticas..... | 66 |
| Quadro 4.4 - Resumo dos parâmetros a utilizar para a definição do espectro de resposta | 66 |
| Quadro 4.5 - Análise Modal..... | 67 |
| Quadro 4.6 - Corte Basal global da estrutura devido a ação sísmica tipo 1 e 2 | 69 |
| Quadro 4.7 - Contribuição de cada elemento estrutural para o corte basal na Direção X..... | 69 |
| Quadro 4.8 - Contribuição de cada elemento estrutural para o corte basal na Direção Y..... | 70 |
| Quadro 4.9 - Valor do corte basal para os elementos primários e secundários e desvio na direção X | 70 |
| Quadro 4.10 - Valor do corte basal para os elementos primários e secundários e desvio na direção Y | 71 |
| Quadro 4.11 - Efeitos de 2º Ordem nas duas direções | 72 |
| Quadro 4.12 - Verificações..... | 73 |
| Quadro 4.13 - Esforços para a combinação EX1 | 74 |
| Quadro 4.14 - Determinação do comprimento dos pilares fictícios | 75 |
| Quadro 4.15 - Valores na Base de PAX | 77 |
| Quadro 4.16 - Valores de cálculo e armadura adotada pelo método dos pilares fictícios | 77 |
| Quadro 4.17 - Verificações primordiais..... | 78 |
| Quadro 4.18 - Armadura adotada na zona da alma | 78 |
| Quadro 4.19 - Valor da armadura de PAX e respetivos limites mínimos e máximos..... | 78 |
| Quadro 4.20 - Verificações ao Esforço Transverso | 78 |
| Quadro 4.21 - Esforço transversal e respetiva armadura adotada..... | 79 |
| Quadro 4.22 - Valores para o dimensionamento de confinamento (1)..... | 79 |
| Quadro 4.23 - Espaçamento mínimo a adotar entre cintas | 79 |
| Quadro 4.24 - Valores para o dimensionamento de confinamento (2)..... | 80 |
| Quadro 4.25 - Verificação da espessura e definição da largura crítica | 80 |
| Quadro 4.26 - Valores das dimensões..... | 81 |
| Quadro 4.27 - Verificações..... | 82 |
| Quadro 4.28 - Esforços atuantes para a combinação EX1 e combinação quase permanente..... | 82 |
| Quadro 4.29 - Verificações..... | 84 |
| Quadro 4.30 - Redução de momento devido à travessa | 84 |
| Quadro 4.31 - Determinação do comprimento dos pilares fictícios | 85 |
| Quadro 4.32 - Esforços de cálculo | 86 |
| Quadro 4.33 - Valores de cálculo e armadura adotada pelo método dos pilares fictícios | 87 |
| Quadro 4.34 - Armadura adotada na colocação dos EE e na alma | 87 |
| Quadro 4.35 - Verificações primordiais..... | 87 |
| Quadro 4.36 - Valor da armadura de PAY e respetivo limite..... | 88 |
| Quadro 4.37 - Condições a verificar para o esforço transversal | 88 |
| Quadro 4.38 - Esforço transversal e respetiva armadura adotada..... | 88 |
| Quadro 4.39 - Valores para o dimensionamento de confinamento (1)..... | 89 |
| Quadro 4.40 - Espaçamento mínimo a adotar entre cintas | 89 |
| Quadro 4.41 - Valores para o dimensionamento de confinamento (2)..... | 89 |
| Quadro 4.42 - Comprimento do confinamento..... | 89 |
| Quadro 4.43 - Verificação da espessura e definição da largura crítica | 90 |
| Quadro 4.44 - Valores das dimensões..... | 90 |
| Quadro 4.45 - Armadura longitudinal adotada | 91 |
| Quadro 4.46 - Momento resistente..... | 92 |
| Quadro 4.47 - Armadura Transversal adotada | 92 |

1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPETOS GERAIS

A atividade sísmica em Portugal é significativa, como se pode constatar através de acontecimentos passados, como foi o caso do sismo de 1755 em Lisboa. Contudo, o fator de imprevisibilidade a que está associado a ocorrência de um sismo bem como o aumento do valor monetário da obra, conduz a que muitas vezes esta ação seja menosprezada no dimensionamento.

Com o intuito de prevenir os danos materiais e as perdas humanas que poderão advir da ação sísmica, diversos autores têm-se debruçado ao longo dos anos sobre este aspeto tentando encontrar soluções cada vez mais fácil execução e economicamente fiáveis.

Paralelamente, a norma europeia referente ao projeto de estruturas na resistência aos sismos, Eurocódigo 8, EC8, tem como objetivo uniformizar os conceitos e requisitos aplicados em estruturas sísmo-resistentes. Contudo, quando se aplica o regulamento no dimensionamento sísmico encontram-se algumas dificuldades em termos de interpretação, de parâmetros a assumir como também na implementação prática dos requisitos.

1.2 OBJETIVOS DA TESE

Na presente dissertação pretende-se estudar três tipos de sistemas estruturais em betão armado aplicando as condições preconizadas pelo EC8. Deste modo, foram efetuados dois modelos de estudo. O modelo A, onde os contraventamentos são constituídos por paredes resistentes dúcteis e um modelo B que é composto por sistemas onde as paredes isoladas são acopladas por vigas. No modelo B foram analisados dois tipos de sistema de acoplamento sendo que a principal diferença baseia-se no comprimento da travessa que liga as paredes, ou seja, o elemento que traduz o acoplamento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente trabalho está dividido em cinco capítulos:

No atual capítulo, capítulo 1, é feita uma abordagem geral do tema tratado, ou seja, está inserida a introdução, os objetivos e organização da presente dissertação.

No capítulo 2, são expostas as especificidades dos Eurocódigos, em especial do Eurocódigo 8 relevantes para o dimensionamento sísmico de paredes dúcteis e paredes acopladas. Contudo também são mencionados alguns cálculos e designações fora do âmbito dos Eurocódigos necessários para a aplicação dos modelos em estudo.

O capítulo 3 é referente ao estudo de um edifício com paredes dúcteis independentes, Modelo A, onde se procede ao seu dimensionamento e à sua avaliação.

O capítulo 4 é destinado ao estudo do mesmo edifício mas com o sistema de contraventamento constituído por paredes acopladas, Modelo B, procedendo-se ao seu dimensionamento e discussão de resultados. Neste capítulo são ainda discutidos e comparados os resultados mais relevantes dos dois modelos estudados.

Por fim, no último capítulo são apresentadas as conclusões finais do trabalho através da análise dos resultados obtidos nos capítulos anteriores, bem como apresentadas propostas para desenvolvimentos futuros.

2

ENQUADRAMENTO E ESPECIFICAÇÕES DO EC8

2.1 INTRODUÇÃO

No presente trabalho são estudadas diferentes alternativas que podem ser adotadas na conceção estrutural de edifícios tendo em vista o seu desempenho sísmico. Como foi referido, privilegiaram-se as soluções que incorporam como elementos sismo resistentes primários, paredes de betão armado, quer paredes dúcteis independentes quer paredes dúcteis acopladas. Neste contexto, o estudo sísmico e o dimensionamento destes elementos primários é elaborado de acordo com a norma europeia, Eurocódigo 8, norma referente ao projeto sísmico de estruturas.

A aplicação do EC8 tem como objetivo assegurar que, em situação de sismo, não haja perda de vidas humanas, que os danos sejam controlados e que os edifícios da proteção civil sejam preservados, para que estejam sempre operacionais, mesmo após a ocorrência de um sismo.

Importa referir que apenas serão mencionadas as especificidades do EC8 diretamente relacionadas com o dimensionamento das estruturas estudadas nesta dissertação. Assim, apenas se irá abordar os capítulos mencionados na Figura 2.1, uma vez que os restantes não foram considerados no âmbito deste trabalho.



Figura 2.1 - Seções abordadas no EC8 (adotado [1])

2.2 COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

2.2.1 INTRODUÇÃO

Conforme exposto no EC8, a conceção de um edifício com um adequado comportamento sísmico, deve garantir a prevenção de colapso local para uma intensidade sísmica com uma probabilidade de

ocorrência de 10% em 50 anos correspondente a um período de retorno de 475 anos. Se a estrutura for dimensionada para esta condição e, se apenas se considerar a elasticidade da estrutura, é necessário uma resistência lateral de cerca de 50% do peso do edifício. Esta projeção além de corresponder a uma situação de custos bastantes avultados, não corresponde efetivamente ao comportamento mais adequado da estrutura. Deste modo, o EC8 permite que a estrutura tenha deformações inelásticas, ou seja, que entre em comportamento não linear, sem que seja colocada em perigo a integridade da mesma. A parcela a utilizar relativa ao comportamento não linear da estrutura é determinada através da capacidade de dissipação de energia e da ductilidade que a estrutura possui [2].

2.2.2 CONCEITO DO COMPORTAMENTO NÃO LINEAR

Por intermédio da Figura 2.2, é possível observar que o deslocamento pretendido pode ser atingido através de forças inferiores a F_1 , como F_2 , designada como F_{NL} [3].

A força F_1 corresponde à força necessária para que, seja atingido, em regime elástico, o deslocamento, δ_u . Contudo, é necessário garantir que após se atingir a força de cedência não há perda da capacidade de carga, para que seja possível suportar as forças de inércia [3].

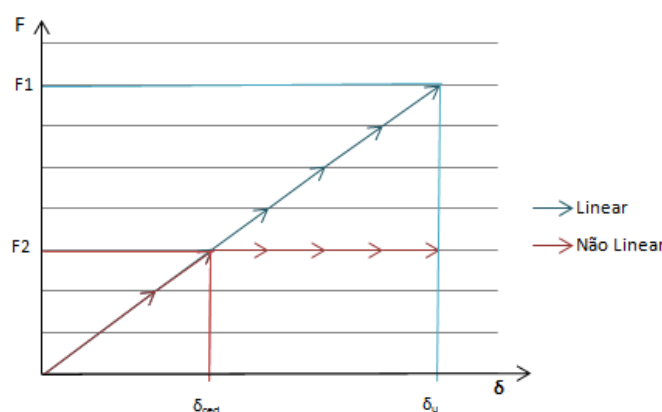


Figura 2.2 - Resistência das estruturas a deslocamentos impostos (adaptado [3])

O quociente entre a força elástica F_1 e a força real, F_{NL} , ao se atingir o deslocamento, é designado como coeficiente de comportamento q [3].

O comportamento é designado como não linear, pois como se pode observar na Figura 2.2, o diagrama força/deslocamento é representado por mais do que uma reta, sendo que não se trata de uma função linear. Caso o segundo troço do diagrama força/deslocamento for uma reta horizontal e o deslocamento for o mesmo tanto em regime linear como em regime não linear, então o coeficiente de comportamento é igual a outro coeficiente relacionado com os deslocamentos que se designa por coeficiente de ductilidade em deslocamento μ [3].

O coeficiente de ductilidade ou só ductilidade representa o quociente entre o valor máximo do deslocamento que assume durante o comportamento não linear e o valor do deslocamento em ponto de cedência [3].

Coeficiente de comportamento e de ductilidade em deslocamento podem ser calculados como:

$$q = \frac{F_1}{F_{NL}} \quad \mu = \frac{\delta_u}{\delta_{ced}}$$

2.2.3 DUCTILIDADE

Para que se obtenha o valor de δ_u numa estrutura, existe inúmeras combinações de forças de inércia F_{NL} e ductilidade μ com que a estrutura pode resistir ao deslocamento desejado. Desta forma, a resistência sísmica é uma combinação da sua capacidade de resistir às forças horizontais com a sua ductilidade, ou seja, a capacidade de se deformar após se atingir o seu limite de elasticidade, sem perda da capacidade de carga [3].

O coeficiente de comportamento depende da ductilidade dos elementos estruturais, ou seja, depende dos próprios elementos e dos seus materiais. É por essa razão que o coeficiente de comportamento q , definido nos regulamentos depende dos materiais estruturais e do tipo de elementos sismoresistentes [3].

Na realidade, o coeficiente de comportamento também depende de outros fatores, como o da capacidade de dissipação de energia. A Figura 2.3 ilustra o conceito da capacidade de dissipação de energia através da comparação da relação força/deslocamento [3].

A dissipação está relacionada com a ductilidade, uma vez que, quanto maior for o deslocamento máximo de um ciclo de carga, maior será a energia dissipada nesse ciclo. No entanto, entre diferentes estruturas com a mesma resistência e ductilidade, a que tiver maior capacidade de dissipação de energia resistirá a sismos mais intensos [3].

Visto que se pretende projetar estruturas para resistir em regime não linear, é necessário que sejam asseguradas as hipóteses adotadas e que a estrutura tenha um comportamento adaptado à ação sísmica. Assim, é este o objetivo do dimensionamento por capacidades resistentes (*capacity design*) [3].

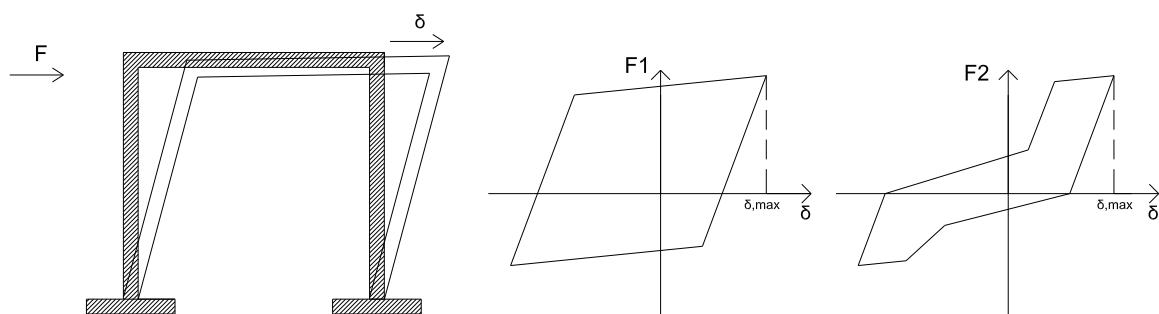


Figura 2.3 - Dissipação de Energia (adaptado [3])

2.2.4 CAPACITY DESIGN

É através do *capacity design* que se define a forma como a estrutura se comporta na ocorrência de um sismo. A entrada em regime não linear ocorre em zonas localizadas, sendo necessário escolher essas zonas, assegurar a sua ductilidade e a capacidade de dissipação de energia (forçando a formação de rótulas plásticas por flexão e evitando comportamentos frágeis associados a outros tipos de esforços) e manter as restantes zonas da estrutura em regime elástico durante as deformações plásticas nas zonas escolhidas [3].

Os meios para aplicar estes princípios resumem-se em [1]:

- 1- Definição *à priori* das zonas onde se irão formar as rótulas plásticas;

2 - Garantir a ductilidade das zonas plásticas, evitando roturas frágeis ou mecanismos de colapso;

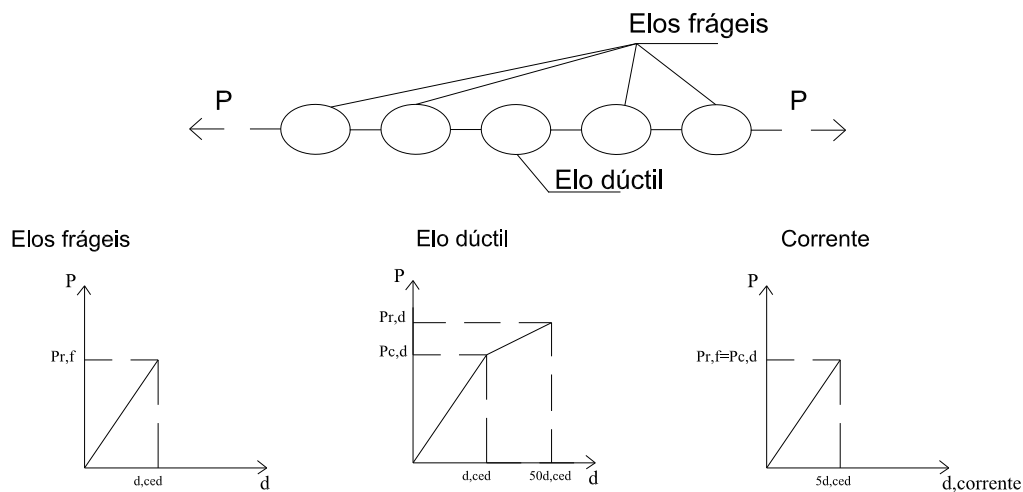
3 - Melhorar o controlo de danos na estrutura.

A Figura 2.4, tem como objetivo elucidar o comportamento global que ocorre numa corrente quando esta está sujeita a uma força exterior, se tem um comportamento dúctil ou frágil. Desta maneira, a corrente é constituída por um elo dúctil, sendo todos os outros elos frágeis [3].

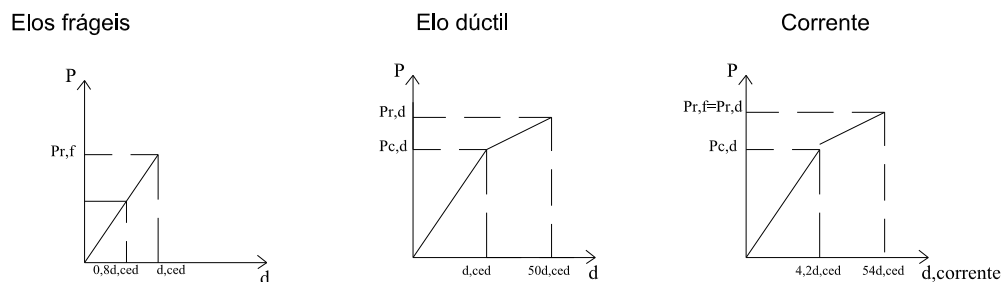
Assim são expostas duas situações para possível comparação:

Situação 1- A resistência do elo dúctil na cedência é igual ou superior à resistência dos elos frágeis.

Situação 2- A resistência na rotura é inferior à resistência dos elos frágeis.



Situação 1: Elo dúctil mais forte que os elos frágeis



Situação 2: Elo dúctil mais fraco que os elos frágeis

Figura 2.4 - Ductilidade (adaptado [3])

Nos elos frágeis admite-se que, ao se atingir a cedência, ocorre a rotura, pelo que ambos os pontos coincidem e define-se a resistência deste ponto por $P_{r,f}$.

O elo dúctil apresenta um ponto de cedência com uma resistência, $P_{c,d}$, com um longo patamar de cedência até se atingir a resistência $P_{r,d}$, onde ocorre a rotura (devido a uma perda súbita da capacidade de carga) [3].

Ao aplicar uma força, todos os elos estão submetidos à mesma força em cada instante. Contudo o aumento de comprimento pode ser diferente em cada elo.

Admitindo que se dá um aumento progressivo da força de tração P na corrente, na situação 1, a força exterior pode aumentar até atingir o valor $P_{r,f}$ pois todos os elos têm resistência igual ou superior a este valor. Quando $P_{r,f}$ é atingido, o valor da força exterior não pode aumentar mais, pois os elos frágeis entram rotura. Visto que, caso um elo entre em rotura a corrente irá colapsar, então a corrente também entra rotura. O deslocamento de cedência da corrente (definido como o deslocamento ao qual um ou mais elos entram em cedência) é, neste caso, de $5d_{ced}$. Como o deslocamento na rotura coincide ($d_{rot} = 5d_{ced}$), o coeficiente de ductilidade da corrente é $\mu = \frac{5d_{ced}}{5d_{ced}} = 1$ [3].

Na situação 2, pode-se aumentar facilmente a força exterior até se atingir $P_{c,d}$, ponto onde o elo dúctil plastifica. Nesta situação, o aumento de comprimento da corrente é $4,2d_{ced}$. Contudo, os elos conseguem resistir a forças superiores, pelo que a força exterior pode ser aumentada. O valor máximo que a força exterior pode atingir é $P_{r,f}$ que coincide com $P_{r,d}$, quando todos os elos entram em rotura. Nesta situação, o aumento de comprimento da corrente é $d_{rot} = 50d_{ced} + 4d_{ced} = 54d_{ced}$, sendo que o coeficiente de ductilidade é $\mu = \frac{54d_{ced}}{4,2d_{ced}} = 12,9$ valor bastante superior ao da situação 1 [3].

Pode-se constatar que o comportamento da corrente pode ser, tanto dúctil como frágil, dependendo do dimensionamento que é efetuado da corrente, ou seja, depende da resistência relativa dos diferentes elos [3].

2.2.4.1 Aplicação do *Capacity Design* a paredes de betão armado

Devido à elevada rigidez que as paredes possuem, é possível controlar os deslocamentos da estrutura, ou seja, através deste sistema estrutural reduzem-se os danos quando a estrutura fica submetida a um sismo.

A parede, quando submetida à ação sísmica, tende a funcionar essencialmente como uma consola devido à sua baixa hiperstaticidade (Figura 2.5). Deste modo, a perceção onde se irá formar a rótula plástica é mais simples, pois na zona de encastramento é onde ocorre o momento mais elevado.

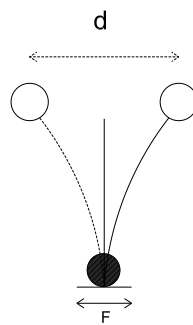


Figura 2.5 - Formação da rótula na base (adaptado [4])

A grande diferença entre as paredes simples e as acopladas relativamente ao *capacity design* corresponde ao ponto onde se formam as rótulas plásticas. No sistema de acoplamento criam-se rótulas plásticas na extremidade das travessas de ligação. Este aspeto será discutido adiante neste trabalho.

Importa referir que o EC8 distingue 3 classes de ductilidade, permitindo que o projetista opte se quer dimensionar a estrutura de betão com uma maior resistência e uma menor ductilidade, ou vice-versa. Os três tipos de ductilidade definidos pelo EC8 são:

- Baixa (DCL);
- Média (DCM);
- Alta (DCH)

Para os edifícios com média e alta ductilidade, DCM e DCH o coeficiente de comportamento, tem que ter um valor superior ou igual a 1,5. Contudo com alta ductilidade pode adotar-se valores mais elevados do coeficiente de comportamento, e, como tal, há uma maior especificação no detalhe e na verificação de segurança.

Os edifícios de DCL são projetados como se não dissipassem energia, sendo praticamente dimensionados através do EC2. Importa referir que em zonas de média ou alta intensidade sísmica, não é possível adotar um dimensionamento a classe de baixa ductilidade.

Para o presente trabalho adotou-se uma ductilidade média, sendo que as especificações mencionadas pelo EC8, serão apenas para o caso de DCM. Esta opção foi tomada, tendo em conta que se consegue soluções mais adequadas do ponto de vista de comportamento sísmico, das exigências regulamentares como do ponto de vista prático [6],[15].

2.3 AÇÃO SÍSMICA

2.3.1 TIPO DE TERRENO E ZONAMENTO SÍSMICO DO TERRITÓRIO

A ação sísmica é definida, de modo a que, se faça uma adequada análise e dimensionamento das estruturas de acordo com regras específicas do EC8.

A resposta estrutural na situação de ocorrência de um sismo é afetada significativamente pelo tipo de terreno. Consoante o tipo de terreno, quando este é submetido a uma ação sísmica, pode levar uma rotura global da estrutura ou causar grandes assentamentos devido à liquefação ou densificação do terreno.

Deste modo, as condições do solo são categorizadas em cinco grupos, já que possuem diferentes propriedades como (§3.1.2(1) do EC8):

- Velocidade média das ondas de corte nos 30 m superficiais do perfil do solo;
- Número de pancadas do ensaio SPT;
- Coesão não drenada do solo.

O EC8 distingue o perigo de sismicidade através do mapeamento em zonas sísmicas dependendo das diferentes zonas do país, como se pode verificar na Figura 2.6. Relativamente à ação sísmica a considerar em Portugal, o Anexo Nacional do EC8 define dois tipos de sismos para o território nacional continental. A ação sísmica Tipo 1 é caracterizada para os sismos afastados (inter-placas), enquanto a ação sísmica Tipo 2 corresponde a sismos próximos (intraplacas) [6].

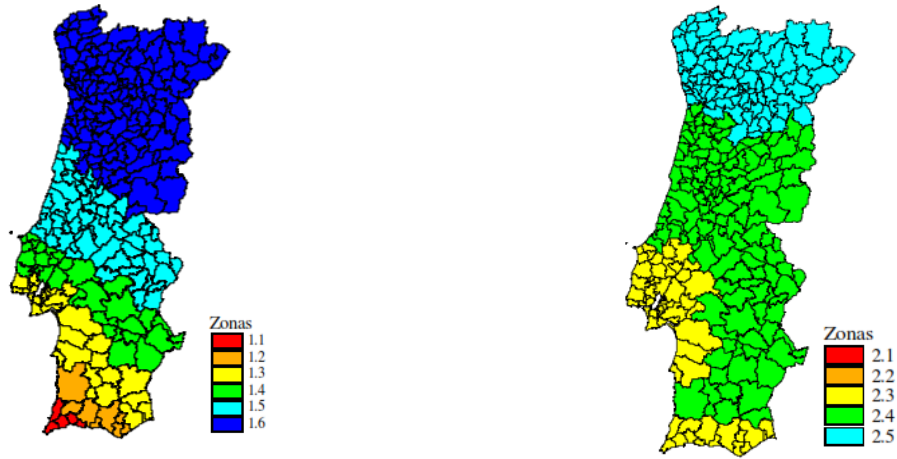


Figura 2.6 - Zonamento do território: a)Sismo Tipo 1, b)Sismo Tipo 2 (adaptado [5])

Consequentemente, e dependendo da zona em estudo, o EC8 define a zona sísmica e a aceleração máxima de referência a_{gR} correspondente (EC8 NA-3.2.1 (2)).

2.3.2 DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA

Associada à aceleração sísmica induzida na estrutura, gera-se uma força na base do edifício. Essa força é designada como força de corte basal. Parte do dimensionamento é efetuado de acordo com este parâmetro, assim, é de todo o interesse obter uma boa definição da ação sísmica.

2.3.2.1 Espetro de resposta elástico

A ação sísmica pode ser caracterizada pelo espectro de resposta elástico de acelerações. Deste modo, para os dois tipos de ação, o movimento sísmico horizontal é dado pelo espectro de resposta elástico, definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (2.4)$$

O espectro de resposta elástico é caracterizado pelos valores T_B , T_C , T_D e S , que dependem do tipo de terreno. Na Figura 2.7 pode observar-se a forma do espectro de resposta elástico. O valor $S_{máx}$ deve ser corrigido através das expressões mencionadas no Quadro 2.2 (EC8 NA-3.2.2(2)P).

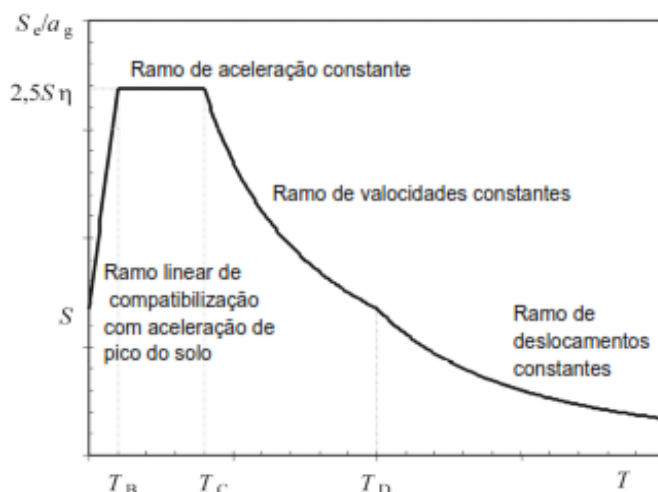


Figura 2.7 - Espectro de Resposta elástico de acelerações

O valor da aceleração de projeto que ocorre num determinado terreno, a_g , é calculada através da multiplicação da aceleração máxima de referência a_{gR} , pelo coeficiente de importância sísmica, γ_I . Este coeficiente depende da classe de importância do edifício em estudo, apresentado no Quadro 2.1 os valores correspondentes às classes de importância I a IV.

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (2.5)$$

Quadro 2.1 - Coeficiente de Importância γ_I

| Classe de Importância | Ação sísmica tipo 1 | Ação Sísmica Tipo 2 | |
|-----------------------|---------------------|---------------------|--------|
| | | Continente | Açores |
| I | 0,65 | 0,75 | 0,85 |
| II | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| III | 1,45 | 1,25 | 1,15 |
| IV | 1,95 | 1,50 | 1,35 |

Quadro 2.2 - Valores do parâmetro S

| $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$ | $1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$ | $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$ |
|----------------------------|--|----------------------------|
| $S = S_{\text{máx}}$ | $S = S_{\text{máx}} - \frac{S_{\text{máx}} - 1}{3}(a_g - 1)$ | $S = 1,0$ |

2.3.2.2 Espectro de resposta horizontal de projeto

Como referido no §2.2.4 da presente dissertação, as estruturas podem ser dimensionadas de modo a possuírem a ductilidade e a dissipação necessárias para que se tenha em consideração o comportamento não linear da estrutura. Deste modo, o espectro elástico é reduzido através do coeficiente de comportamento, remetendo o espectro para o valor de cálculo.

O espetro de cálculo referente às componentes horizontais da ação sísmica é definido por:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.6)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.7)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.8)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.9)$$

Em que:

$S_d(T)$ - Espectro de cálculo;

η - Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência $\eta = 1$ para 5% de amortecimento viscoso;

q - Coeficiente de comportamento;

β - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espetro de cálculo horizontal. O valor recomendado pelo anexo nacional é 0.2.

Coeficiente de Comportamento

Como exposto em §2.2.3, o coeficiente de comportamento, depende do material e do sistema estrutural adotado. Uma vez que as soluções estruturais que serão alvo de estudo correspondem a um modelo de paredes dúcteis e outro a paredes acopladas, no Quadro 2.3 são mencionados os respetivos valores de cálculo do coeficiente de comportamento (EC8 - §5.2.2.2).

$$q = q_0 K_w \geq 1,5 \quad (2.10)$$

Em que:

q_0 - Valor básico do fator de comportamento, dependente do tipo de sistema estrutural e da sua regularidade em altura;

$K_w = 1$ - Fator que reflete o modo de rotura predominantemente no caso de sistemas estruturais de parede. O seu valor corresponde a 1 uma vez que nos modelos de estudo o sistema é considerado misto, equivalente a pórticos.

Quadro 2.3 - Valores do coeficiente de comportamento básico

| | DCM | | |
|-------------------|------------------------------|---------------------|-----|
| | q_0 | $\alpha_u \alpha_1$ | q |
| Paredes Simples | $3 \times \alpha_u \alpha_1$ | 1 | 3 |
| Paredes Acopladas | $3 \times \alpha_u \alpha_1$ | 1,2 | 3,6 |

Em que:

α_1 - Fator a multiplicar devido à formação da primeira rótula plástica devido à ação sísmica;

α_u – Fator a multiplicar devido à formação do mecanismo de rotura devido à ação sísmica;

α_u/α_1 -Representa o aumento da resistência do sistema estrutural devido à sua maior ou menor redundância.

2.3.3 AÇÃO SÍSMICA REFERENTE AO CASO DE ESTUDO

Após a breve explicação dos conceitos e dos procedimentos de cálculo para a definição da ação sísmica, apresenta-se a ação sísmica considerada para a realização dos modelos do presente trabalho. Posto isto, no diagrama seguinte apresentam-se os parâmetros que foram considerados:

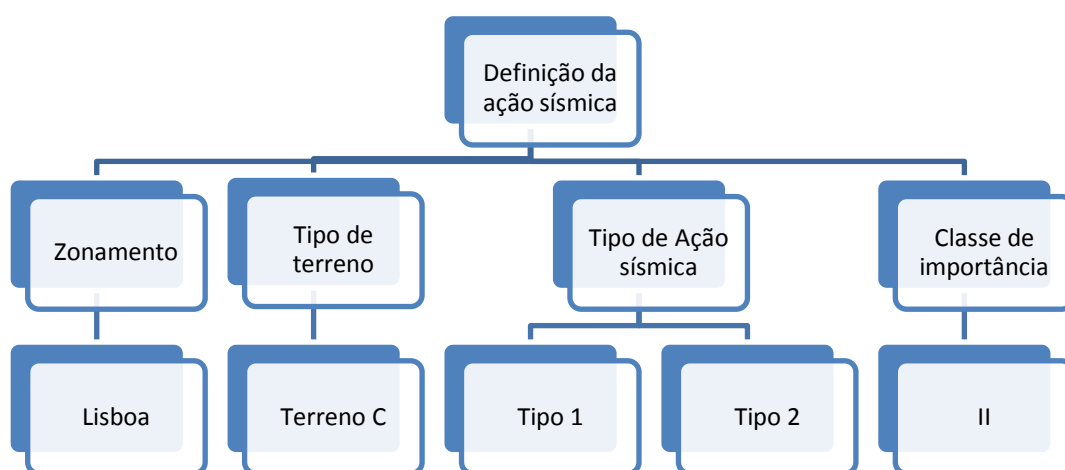


Figura 2.8 - Definição dos parâmetros da ação sísmica para os modelos estudados

Visto que o terreno admitido foi o terreno tipo C, e considerando o que foi referido em §2.3.1, os parâmetros são caracterizados de acordo com o Quadro 2.4 e os valores necessários para definir o espectro de resposta estão definidos no Quadro 2.5.

Quadro 2.4 - Características do Tipo de Terreno C

| Tipos de terreno | Descrição do perfil estratigráfico | $V_{s,30}$ (m/s) | N_{spt} (pancadas/30cm) | C_u (kPa) |
|------------------|--|------------------|------------------------------|-------------|
| C | Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros | 180-360 | 15-50 | 70-250 |

Quadro 2.5 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico

| Terreno C | S_{max} | T_B [s] | T_C [s] | T_D [s] |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| Tipo 1 | 1.6 | 0.1 | 0.6 | 2 |
| Tipo 2 | 1.6 | 0.1 | 0.25 | 2 |

Uma vez que a localização do edifício se situa em Lisboa, os valores da zona sísmica e correspondente aceleração são apresentados no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Aceleração máxima de referência a_{gR}

| Lisboa | Tipo 1 | Tipo 2 |
|---------------------------------|--------|--------|
| Zona Sísmica | 1.3 | 2.3 |
| Aceleração a_{gR} (m/s^2) | 1.5 | 1.7 |

Relativamente ao coeficiente de importância, como é de classe II, o coeficiente de importância seja igual a 1 para os dois tipos de ação sísmica, como se pode verificar no Quadro 2.1 do presente trabalho.

Posteriormente a análise e cálculo dos parâmetros necessários, os valores que caracterizam o espectro de resposta estão indicados no Quadro 2.7.

Quadro 2.7 - Resumo dos parâmetros a utilizar para a definição do espectro de resposta

| Terreno C | S_{max} | S | T_B [s] | T_C [s] | T_D [s] | $a_{gR} = a_q$ [m/s^2] |
|-----------|-----------|------|-----------|-----------|-----------|-------------------------------|
| Tipo 1 | 1.6 | 1.5 | 0.1 | 0.6 | 2 | 1.5 |
| Tipo 2 | 1.6 | 1.46 | 0.1 | 0.25 | 2 | 1.7 |

2.3.4 ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA

Após a definição do espectro de resposta é necessário definir as massas que vão ser mobilizadas quando o sismo atingir a estrutura. Por conseguinte, as massas são associadas às forças gravíticas, ou seja, são consideradas as ações permanentes e uma parcela das ações variáveis. (EC8 - §3.2.4)

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad \text{sendo } \Psi_{E,i} = \phi \Psi_{2,i} \quad (2.11)$$

Com:

$G_{k,j}$ - Ações permanentes tomadas com os valores característicos respetivos;

$Q_{k,i}$ - Valor reduzido (quase permanente) da sobrecarga característica, em que $\Psi_{E,i}$ representa o valor do coeficiente da combinação para o valor quase permanente da ação variável, i ;

"+" - Significa "combinado com".

Os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta modal devem ser tidos em atenção. Em geral, uma vez que o número de modos a considerar tem de ser especificado no programa de cálculo, é necessário um critério baseado na quantidade global obtida na resposta. O critério

adotado pelo EC8 exige que o número de modos a considerar, na análise sísmica, providencie uma participação de pelo menos 90% da massa total da estrutura ou que se garanta que todos os modos de vibração, com massa modal efetiva superior a 5%, sejam tidos em consideração [2].

Note-se que a massa modal efetiva permite avaliar qual a importância de cada modo para a ação sísmica global, demonstrando-se que a soma da massa modal efetiva para todos os modos de vibração e para cada uma das direções, corresponde à massa total da estrutura a usar na análise modal associada à combinação atrás expressa. As condições apresentadas acima deverão ser verificadas para ambas as direções [6].

Em estruturas onde não for possível verificar os requisitos acima expostos, como o caso de estruturas com uma significativa participação dos modos de torção, deverá ser considerado um número mínimo de modos (EC8 - §4.3.3.3.1(5)).

Para que dois modos de vibração sejam independentes entre si, o EC8 na §4.3.3.3.2(1) estabelece que os períodos obedeçam à seguinte relação:

$$T_j \leq 0.9T_i \text{ com } j \leq i \quad (2.12)$$

Se a condição acima referida for verificada, isto é, se os modos de vibração são independentes, é possível calcular os valores máximos da ação sísmica através da combinação quadrática

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (2.13)$$

Em que:

E_E - Efeito da ação sísmica em consideração;

E_{Ei} - Valor do efeito da ação sísmica devido ao modo de vibração i .

Todavia, no caso em que não se possa considerar como independentes os modos em análise, o EC8 preconiza que se utilizem métodos mais rigorosos e sugere a combinação quadrática completa (CQC). Em geral, os programas de cálculo utilizados correntemente em projeto, permitem adotar este modo de combinação, pelo que, normalmente é a via utilizada.

2.3.4.1 Combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica

A força que é induzida na estrutura devido ao sismo não ocorre apenas numa direção mas também os valores máximos não ocorrem simultaneamente nas duas direções. Assim, considerar que $E = E_{Edx} + E_{Edy}$ é um cálculo bastante conservativo. O EC8 permite considerar outras combinações, de modo a ser obtido um valor mais adequado ao que ocorre na realidade e, nessa medida, poder-se-á recorrer às seguintes combinações lineares de ações (EC8 - §4.3.3.5.1 (3)):

$$E_{Edx} + 0.30 E_{Edy} \quad (2.14)$$

$$0.30 E_{Edx} + E_{Edy} \quad (2.15)$$

Em que :

E_{Edx} - Efeito da ação sísmica segundo o eixo horizontal x

E_{Edy} - Efeito da ação sísmica segundo o eixo horizontal y

"+" - Representa "combinar com"

A combinação que efetivamente é considerada para o dimensionamento sísmico deve ser composta por:

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} + \sum \Psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (2.16)$$

Em que:

A_{Ed} - Valor da ação sísmica obtido pela combinação dos valores de cada direção horizontal;

$G_{k,j}$ - Ações permanentes tomadas com os valores característicos respetivos;

$Q_{k,i}$ - Valor reduzido (quase permanente) da sobrecarga característica, em que $\Psi_{E,i}$ representa o valor do coeficiente da combinação para o valor quase permanente da ação variável, i;

"+" - Significa "combinado com".

2.4 CONCEÇÃO DE EDIFÍCIOS

Fazendo prevalecer os requisitos impostos pelo EC8, no que concerne a conceção de edifícios, este têm de respeitar a condição de não colapso da estrutura como também a limitação de danos.

Por consequência a condição de não colapso de uma estrutura, é definida de modo a ser garantido: a proteção da vida, através da prevenção do colapso da estrutura ou partes desta, assegurando a integridade estrutural após a ocorrência do sismo. Quer isto dizer que, mesmo que a estrutura esteja danificada deve suportar as cargas verticais e manter a rigidez necessária para a proteção da vida. O dimensionamento para o não colapso deve ser feito para a probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos num período de retorno de 475 anos.

A limitação de danos que corresponde ao Estado Limite de Serviço, ocorre quando há uma redução das propriedades essenciais, ocorrendo com cerca de 10% de probabilidade de 10 anos num período de retorno de 95 anos [2].

2.4.1 PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO

Para que a estrutura consiga responder adequadamente à ação sísmica deve possuir algumas características que permitam uma simples e clara resposta estrutural durante a ocorrência de um sismo. Deste modo, é desejável que as estruturas possuam estas características, devendo ser tomadas em conta na fase de conceção do edifício. Assim, o EC8 refere alguns princípios básicos a considerar, e ilustrado na Figura 2.9, na fase concetual do projeto da estrutura, de forma a garantir a obtenção de um sistema estrutural que satisfaça com custos económicos aceitáveis as exigências fundamentais de desempenho [3].

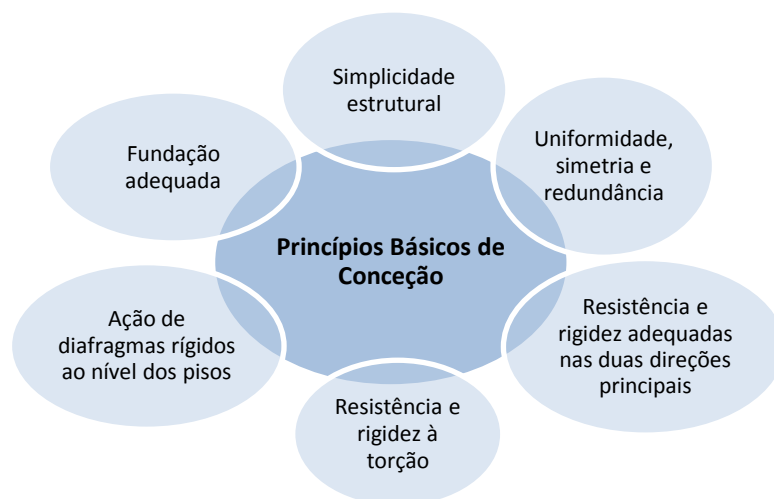


Figura 2.9 - Princípios Básicos de Conceção (adaptado: [5])

2.4.2 ELEMENTOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS

De acordo com §4.2.2, o EC8 admite que os elementos que não sejam essenciais para a resistência da estrutura na ação sísmica possam ser considerados como elementos secundários. O principal objetivo desta distinção é permitir alguma simplificação no dimensionamento, na medida em que não são contabilizados no dimensionamento sísmico. Deste modo, apenas os elementos primários devem ser dimensionados e projetados com as especificações do EC8 na secção 5.

2.4.2.1 Elementos sísmicos primários:

Os elementos sísmicos primários devem ser dimensionados de acordo com o EC8 a fim de garantir que resistam às forças laterais da ação sísmica.

Um aspeto fundamental exposto pelo EC8 relativamente à dissipação de energia e ductilidade diz respeito à resposta inelástica global da estrutura, é próxima do perfeitamente elasto-plástico. A rigidez elástica usada para a análise deve corresponder à rigidez elástica que existe na resposta bilinear global da força-deslocamento. Isto significa que o uso da rigidez elástica inicial na análise para o não colapso da estrutura não é apropriado. Como tal, o EC8 na §4.3.1(6)(7) requer que para a análise da estrutura de betão se tenha em consideração o efeito da fendilhação do betão, admitindo-se uma rigidez elástica de cerca de 50% da rigidez elástica inicial.

2.4.2.2 Elementos sísmicos secundários:

A contribuição total dos elementos secundários relativamente à rigidez, não deve ser superior a 15% da soma total dos elementos primários do sistema (EC8 - §4.2.2.(4)).

Como referido anteriormente, os elementos secundários não têm de ser dimensionados de acordo com a secção 5 do EC8 no que se refere à dissipação de energia e ductilidade. Contudo, estes elementos devem contribuir para a resistência das forças gravíticas e, além de respeitar as disposições no EC8 5.7, devem satisfazer as regras existentes nos outros Eurocódigos.

2.4.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Através das exigências de desempenho referidas, estão associadas as verificações de projeto relativas ao Estado Limite Último e ao Estado Limite de Serviço.

2.4.3.1 Estado limite último

Através do dimensionamento e da pormenorização dos diversos elementos estruturais consegue-se garantir a exigência do não colapso global e local.

$$E_d \leq R_d \quad (2. 17)$$

Em que :

E_d - valor de cálculo do efeito da ação, devido à situação sísmica de cálculo;

R_d - resistência de cálculo correspondente do elemento em análise.

Efeitos de segunda ordem

De acordo com o EC8 em 4.4.2.2. (2 e 3) é necessário ter em conta os efeitos de segunda ordem nos edifícios se os efeitos de 2º ordem por piso não excedem 10% dos efeitos de primeira ordem. Este critério é avaliado através de um coeficiente de sensibilidade de deslocamento entre pisos, θ . Os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados caso o valor de θ não exceda 0,1 em nenhum piso.

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h} \leq 0.10 \quad (2. 18)$$

em que :

θ - Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} - Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmico;

d_r - Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios no topo e na base do piso, (cálculo definido atrás);

V_{tot} - Força de corte sísmica total no piso considerado;

h - Altura entre pisos.

2.4.3.2 Verificação de limitação de danos

A limitação de danos é obtida através da limitação da deformação que uma estrutura pode ter entre pisos (EC8 §4.4.3.2).

Cálculo dos deslocamentos elásticos

Para uma análise linear, os deslocamentos que ocorrem devido a ação sísmica devem ser calculados através das deformações elásticas. Ou seja, como o valor do deslocamento obtido do modelo de cálculo tem em conta a parcela não linear, é necessário acrescentar essa componente através do coeficiente de comportamento (EC8 - §4.3.4(1)).

$$d_s = q_d d_e \quad (2.19)$$

Em que:

d_s - Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

q_d - Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q ;

d_e - Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Limitação do deslocamento entre pisos

Quando se faz uma análise de serviço, a limitação de danos requer que o deslocamento entre pisos seja limitado (§4.4.3.2 EC8):

A deformação relativa, d_r , entre pisos é determinada através da diferença entre o deslocamento ocorrido no piso d_i e o deslocamento no piso d_{i-1} . O deslocamento entre pisos deve ser calculado através da ação sísmica em serviço, o que é definida por multiplicando a resposta elástica do espectro da ação sísmica com um amortecimento de 5%, por um fator v reflete a intensidade sísmica a considerar em condições de limitação de danos, ou seja, corresponde a um período de retorno de 95 anos. O valor v assume um valor de 0,4 para a ação sísmica do Tipo 1, e 0,55 para a ação sísmica do Tipo 2 (EC8 NA-§4.4.3.2(2)).

Edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r v \leq 0,005h \quad (2.20)$$

Para os edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r v \leq 0,0075h \quad (2.21)$$

Para os edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais

$$d_r v \leq 0,0010h \quad (2.22)$$

Em que:

d_r - Valor do cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais d_s no topo e na base do piso considerado (obtido com o espectro de cálculo);

h - Altura entre pisos;

v - Fator de redução;

2.5 ESPECIFICAÇÕES DE DIMENSIONAMENTO PARA PAREDES DE CONTRAVENTAMENTO

2.5.1 DESIGNAÇÕES

Neste subcapítulo sintetizam-se os principais aspetos e requisitos regulamentares que devem ser atendidos no dimensionamento sísmico das paredes de contraventamento.

- Zona crítica: Zona onde se poderá formar rótulas plásticas, quando ocorre a combinação mais desfavorável dos esforços. Assim, existe necessidade de definir a altura crítica, h_{cr} , correspondente à zona de rótula plástica:

Quadro 2.8 - Definição da zona crítica e altura crítica segundo EC8

| Parâmetro | Condição | |
|-------------------------------|---|--------|
| Altura da zona crítica | $h_{cr} = \max[l_w, h_w/6]$ | (2.23) |
| Altura máxima da zona crítica | $h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ h_s, n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2h_s, n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases}$ | (2.24) |

- Os elementos primários são compostos por paredes dúcteis, sendo que, de acordo com o EC8, é um elemento estrutural que além de possuir as características de uma parede, é dimensionada e detalhada para dissipar energia. Posto isto, o elemento vertical é composto por uma secção alongada com uma relação de:

$$\frac{l_w}{b_w} \geq 4.0 \quad (2.25)$$

Em que:

l_w – Comprimento da secção transversal da parede;

b_w – Espessura da parede;

h_w – Altura da parede;

- No que respeita à espessura da alma, a parede deverá satisfazer a seguinte condição:

$$b_{w0} \geq \max \left\{ 0,15, \frac{h_s}{20} \right\} \quad (2.26)$$

Em que:

b_{w0} – Espessura da alma. Não existe alargamento nas extremidades sendo esta espessura correspondente à espessura da parede b_w .

h_s – Altura livre entre pisos

- Os edifícios de betão armado são classificados consoante o seu comportamento sob as ações sísmicas horizontais. Dessa maneira, o EC8 classifica em:
- Sistema porticado;
 - Sistema misto (equivalente a um sistema porticado ou a um sistema de paredes);
 - Sistema de paredes dúcteis (acopladas ou não acopladas);
 - Sistemas de paredes de grandes dimensões de betão francamente armado;
 - Sistema de pêndulo invertido;
 - Sistema torsionalmente flexível;

No presente trabalho será utilizado o sistema misto equivalente a parede, uma vez que o sistema garante que as ações laterais são garantidas essencialmente por paredes e as ações verticais são

garantidas pelas paredes e pelos restantes elementos verticais, ou seja, pelos pilares. De acordo com o EC8, o sistema de paredes dúcteis é apenas considerado quando o sistema estrutural é exclusivamente constituído por paredes.

2.5.2 ESFORÇO AXIAL E MOMENTOS FLETORES

De acordo com o §5.4.3.4.1 (1) do EC8 tanto a resistência à flexão como o esforço transverso em elementos primários constituídos por paredes devem ser calculados de acordo com o EC2, utilizando o valor do esforço normal obtido na análise para a situação de projeto sísmica.

A ductilidade é afetada devido ao esforço axial, pois faz aumentar a dimensão da zona comprimida das secções submetidas a flexão composta. Consequentemente ocorrem extensões de compressão superiores às das peças fletidas, quando há um esforço axial mais baixo, quando submetidas a iguais curvaturas pelo que o esgotamento da capacidade de rotação na secção mais comprimida ocorre antes do que na secção menos comprimida. Deste modo o EC8 em §5.4.3.4.1 (2), limita o valor de esforço axial reduzido que se pode ter num elemento primário [3]:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} < 0,4 \quad (2.27)$$

A condição deste limite nas paredes acopladas por vezes não se verifica, como será discutido mais a frente no presente trabalho.

2.5.2.1 Esforço de cálculo e *Capacity Design*

Para a aplicação do *capacity design*, em §5.4.2.4 do EC8 refere-se a metodologia adequada do dimensionamento, de modo a que seja possível a aplicação deste conceito.

- Obter uma envolvente do diagrama de momentos ao longo de toda a altura do edifício, provenientes da análise elástica;
- Caso a estrutura não tenha descontinuidades deve tomar-se a envolvente como linear, correspondendo este passo à reta c na Figura 2.10;
- Aplicar uma translação vertical ao diagrama de momentos linear, que deverá corresponder ao ângulo admitido nas bielas do modelo escora-tirante utilizado para a verificação do estado limite último do esforço transverso [1].

O valor da translação corresponde a: $a_l = z \times (\cot\theta - \cot\alpha)/2$ (EC2)

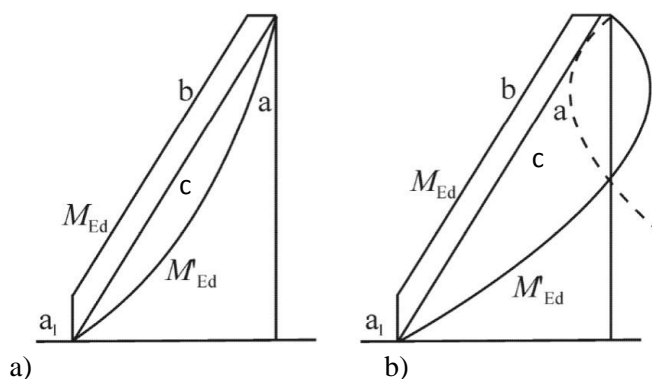


Figura 2.10 - Envolvente dos momentos fletores: a) Sistema de paredes; b) Sistemas mistos (adoptado [5])

Em que:

a - Diagrama dos momentos obtidos da análise;

b - Envolvente de cálculo;

a_l - Deslocamento vertical (*tension shift*);

M'_{ed} – Valor do Momento de cálculo actuante;

M_{ed} – Valor do Momento de cálculo da envolvente;

De acordo com o EC8, o sistema utilizado no modelo de paredes dúcteis é um sistema misto equivalente a parede. Porém, nos casos de estudo do presente trabalho, a contribuição das paredes é, neste caso, muito superior à contribuição dos pilares resultando então num diagrama correspondente ao representado na Figura 2.10 a).

2.5.2.2 Armadura Longitudinal

Para o dimensionamento da armadura longitudinal será utilizado o método simplificado dos pilares fictícios ilustrado na Figura 2.11. Os elementos de extremidade são compostos por pilares fictícios de largura, l_c , sendo que para o dimensionamento é admitido que os esforços ocorrem maioritariamente nestas secções.

Contudo, o EC8 explicita que independentemente do método de cálculo utilizado é necessário considerar uma armadura vertical na alma da parede (EC8 -§5.4.3.4.1(3)).

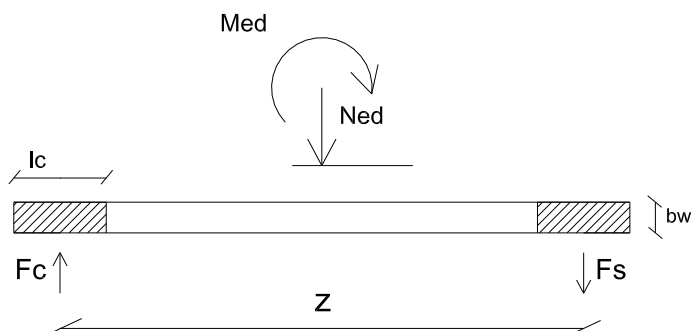


Figura 2.11 - Método simplificado dos pilares fictícios

Para um bom dimensionamento, uma boa disposição e pormenorização da armadura é necessário ter em conta algumas condições estipuladas pelo EC8 que remete, por vezes, ao EC2, que se resumem no Quadro 2.9.

Quadro 2.9 - Condições dadas pelo EC8 e EC2

| Parâmetro | Condições | |
|---|--|--------|
| Armadura longitudinal mínima (a dispor na alma) | $A_{s,vmin.} = 0,002 A_c$ (EC2) | (2.28) |
| Armadura longitudinal máxima | $A_{s,vmáx.} = 0,04 A_c$ (EC2) | (2.29) |
| Taxa de armadura longitudinal mínima (E.E.) | $\rho_{l,min} \geq 0,005$ (EC8) | (2.30) |
| Taxa de armadura longitudinal mínima (acima da zona crítica) | $\rho_{l,min} \geq 0,005$ se $\epsilon_c > 0,002$ (EC8) | (2.31) |
| Distância máxima entre dois varões longitudinais na alma da parede | $s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 400 \text{ mm} \\ 3 \times e_{parede} \end{array} \right.$ (EC2) | (2.32) |
| Distância máxima entre dois varões longitudinais cintados (zona crítica E.E.) | 200 mm | |

Nota: E.E. refere-se aos elementos de extremidade da parede

2.5.3 ESFORÇO TRANSVERSO

Para garantir a verificação do esforço transversal deve ser garantido que o esforço transversal atuante é inferior ao esforço transversal resistente:

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad (2.33)$$

2.5.3.1 Esforço de cálculo e *Capacity Design*

As paredes dúcteis estão dimensionadas para que apenas se desenvolvam rótulas plásticas na base de cada parede, sendo que o restante do elemento se mantém elástico. A capacidade da resistência à flexão na base da parede, M_{Rdo} , e as equações de equilíbrio não são suficientes para determinar o valor máximo do corte basal que se pode desenvolver ao longo de toda a altura do edifício, uma vez que o diagrama não se mantém constante. Devido a esta dificuldade assume-se que o valor de M_{Rdo} excede o momento da base que é obtido através da análise elástica, M_{Edo} , sendo que as forças laterais criadas devido à ação sísmica são proporcionais a M_{Rdo}/M_{Edo} . Assim, o esforço transversal que provém da análise sísmica $V_{Ed,cal}$ é multiplicado por um fator de majoração ξ [2].

Para um edifício de ductilidade média, à luz do Eurocódigo, simplifica-se o valor de ξ para 1,5. (EC8 - §5.4.2.4(7)).

No caso de estruturas mistas pórtico-parede que contenham paredes esbeltas, para que se tenha em conta as incertezas relacionadas com os efeitos dos modos mais elevados, deverá utilizar-se uma envolvente de cálculo dos esforços transversos como a que se apresenta na Figura 2.12:

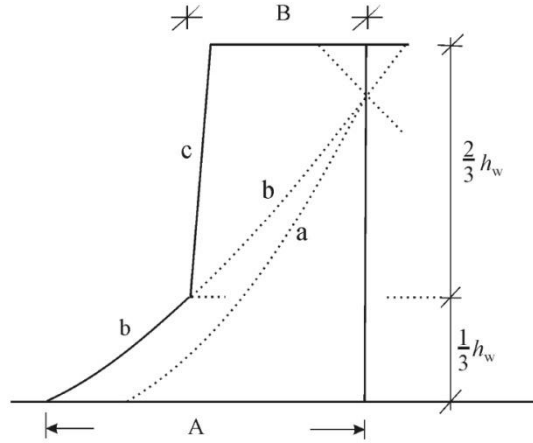


Figura 2.12 - Envolvente do Esforço Transverso [5]

Em que:

a – Diagrama dos esforços transversos obtidos na análise;

b – Diagrama dos esforços transversos majorados;

c – Envolvente de cálculo;

$$A = 1.5V_{\text{parede,base}};$$

$$B = V_{\text{parede,topo}} \geq A/2.$$

2.5.3.2 Armadura Transversal

A armadura transversal, com função de resistência ao corte, deve ser calculada através do EC2 §9.6 como prescrito no EC8 - §5.4.3.4.1.

No caso do valor do esforço transversal não ser suficientemente elevado, pode ser dispensado o cálculo do dimensionamento da armadura transversal. Deste modo, o EC2 limita essa condição através de:

$$V_{Rd,c} > V_{Ed} \quad (2.34)$$

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] b_w d \quad (2.35)$$

$$\text{com o mínimo de } V_{Rd,c} = (v_{min} + k_l \sigma_{cp}) b_w d \quad (2.36)$$

Para que não ocorra o esmagamento de betão é necessário que a seguinte condição seja verificada:

$$V_{Rd,max} > V_{Ed} \quad (2.37)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (2.38)$$

Caso seja necessário, o dimensionamento da armadura transversal é feito de acordo com:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{(z \cot \theta f_{yd})} \quad (2.39)$$

Há alguns parâmetros que, de acordo com o EC8 e EC2, necessitam de ser verificados para que o dimensionamento da armadura seja feito corretamente. Apresenta-se no Quadro 2.10 uma síntese dos requisitos regulamentares relativos à armadura transversal.

Quadro 2.10 - Condições do EC2 relativos à armadura transversal

| Parâmetro | Condição | |
|--|--|--------|
| Espaçamento máximo dos estribos (se $A_{sl} \geq 0,02 A_c$) | $s = \min \begin{cases} h_{cm} \\ 300 \text{ (EC2)} \\ 15d_{bl} \end{cases}$ | (2.40) |
| Espaçamento máximo dos estribos (se $A_{sl} \geq 0,02 A_c$ e a distância à laje $\leq 4 b_w$) | $s = 0,6 \min \begin{cases} h_{cm} \\ 300 \text{ (EC2)} \\ 15d_{bl} \end{cases}$ | (2.41) |
| Espaçamento máximo dos estribos (zona crítica dos E.E.) | $s = \min \begin{cases} b_0/2 \\ 175 \text{ (EC8)} \\ 8d_{bl} \end{cases}$ | (2.42) |
| Número mínimo de estribos | $4/m^2$ de parede (EC2) | (2.43) |
| Armadura horizontal mínima | $A_{s,hmin} = \max \begin{cases} 25\% A_{sv} \\ 0,001 A_c \end{cases} \text{ (EC2)}$ | (2.44) |
| Espaçamento máximo da armadura horizontal | 400 mm (EC2) | |

2.5.3.3 Armadura de Confinamento

É necessário ter em consideração a armadura de confinamento caso se não verifique uma das seguintes condições (EC8 - §5.4.3.4.2 (12)):

- O esforço normal reduzido, $v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} < 0,15$;
- O esforço normal reduzido na situação sísmica seja inferior a 0,2 e o coeficiente de comportamento, q , utilizado na análise seja reduzido em 15%.

Para que o requisito da ductilidade local seja satisfeito nas zonas críticas, o valor do fator de ductilidade, μ_ϕ deverá ser igual ou superior a (EC8 - §5.2.3.4 (3)):

$$Se T_1 \geq T_c \rightarrow \mu_\phi = 2 \times q_0 - 1 \quad (2.45)$$

$$Se T_1 < T_c \rightarrow \mu_\phi = 1 + 2 \times (q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \quad (2.46)$$

O valor de coeficiente de comportamento de referência q_0 , utilizado nas expressões 2.45 e 2.46 deve ser modificado de $q \times \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$, em que M_{Ed} e M_{Rd} representam, respetivamente, os valores de cálculo atuante e resistente da base da parede para a situação sísmica, caso existir uma grande discrepância de valor entre os dois momentos [1].

Este cálculo pode ser evitado caso a ductilidade local seja satisfeita, se for verificada a condição seguinte relativa à armadura transversal de confinamento de cada uma das zonas extremas da parede (EC8 §5.4.3.4.2):

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30\mu_{\varphi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \quad (2.47)$$

Em que:

ω_{wd} -Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas;

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}},$$

ω_v - Percentagem mecânica de armadura vertical na zona da alma

$$\omega_v = \left(\frac{A_{sv}}{l_w b_c} \right) \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}},$$

μ_{φ} - Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;

v_d - Valor do esforço axial reduzido;

$\varepsilon_{sy,d}$ - Valor de cálculo da extensão de cedência do aço;

b_c - Largura bruta da secção transversal;

b_o - Largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas);

α - Fator de eficácia global do confinamento, dado por: $\alpha = \alpha_n \times \alpha_s$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6b_o h_o}; \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right)$$

Em que:

s - Espaçamento adotado para as cintas de confinamento;

n -Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;

b_i -Distância entre varões consecutivos abraçados;

Para uma boa pormenorização da armadura de confinamento devem atender-se às condições resumidas no Quadro 2.11.

Quadro 2.11 - Condições para o dimensionamento da armadura de confinamento

| Parâmetro | Condição | |
|--|---|--------|
| Espaçamento máximo dos estribos (zona crítica dos E.E.) | $s = \min \left\{ b_o/2; 175; 8d_{bl} \right\}$ | (2.48) |
| Valor mínimo de ω_{wd} | 0,08 (EC8) | (2.49) |
| Diâmetro mínimo dos estribos (zona crítica dos E.E.) | 6 mm (EC8) | |

O confinamento terá de ser prolongado verticalmente na altura h_{cr} apresentada e horizontalmente ao longo de um comprimento l_c .

Esse comprimento é dado pela seguinte expressão:

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (2.50)$$

Onde:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} \quad (2.51)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} \quad (2.52)$$

No entanto, l_c não pode ser inferior ao mínimo dos seguintes valores.

$$l_c \geq \begin{cases} 0,15l_w \\ 1,50b_w \end{cases} \quad (2.53)$$

Na seguinte figura encontra-se esquematizado um elemento de extremidade confinado de uma parede com os bordos livres.

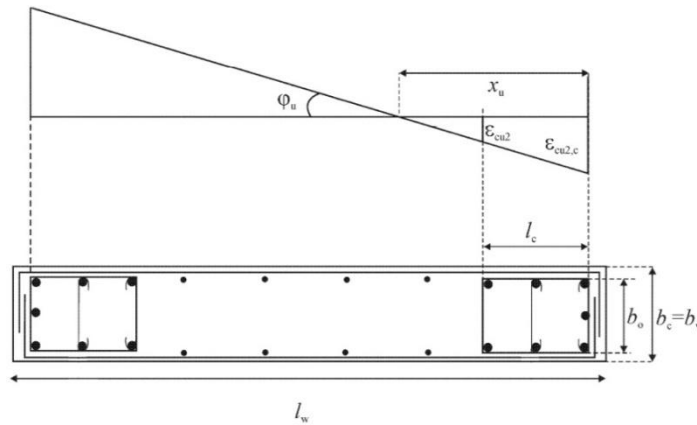


Figura 2.13 - E.E. confinado de uma parede com os bordos livres [5]

A verificação do comprimento crítico é efetuada através de um processo iterativo pois a determinação da armadura a introduzir nos elementos de extremidade geralmente é distribuída nesse comprimento. Assim torna-se necessário proceder-se a um pré-dimensionamento da armadura vertical avaliando se o confinamento e de seguida determinar o valor de x_u , e por fim o valor de l_c . Se l_c for inferior ao valor arbitrado, mantém-se esse valor, caso contrário inicia-se o processo iterativo com um novo valor [7].

2.6 ASPETOS PARTICULARES DO DIMENSIONAMENTO DE PAREDES ACOPLADAS

O sistema de paredes resistentes simples e o sistema de paredes de acoplamento não são diferentes apenas na conceção e na forma, mas também como se comportam quando resistem aos sismos.

Ambos os sistemas fornecem condições para se alcançar os critérios básicos que o projetista tem como objetivo de modo a satisfazer a conceção sísmica: rigidez, ductilidade e resistência [7].

O sistema de paredes acopladas consiste no conjunto de paredes e vigas de acoplamento que formam um sistema estrutural bastante eficiente para a resistência à ação sísmica. Quando a estrutura fica sujeita à ação sísmica, esta é resistida pelos momentos que ocorrem na base das paredes mas também através do binário de esforço normal que é formado devido às vigas de acoplamento. Dado que se geram momentos de sinais contrários nas extremidades das vigas de acoplamento, serão os esforços transversos que equilibram esses momentos os responsáveis pela geração da variação de esforço normal verificado nas paredes e que conduzirá à formação do referido binário [8].

Deste modo, existem três benefícios principais para a utilização de um sistema de acoplamento. Primeiro, há uma redução de momentos na base das paredes comparativamente às paredes individual resultando num sistema estrutural mais eficiente. Em segundo lugar, a dissipação de energia ocorre em toda a altura do sistema e não somente na base como acontece com as paredes isoladas. Por último, consegue-se uma estrutura com a mesma rigidez de uma estrutura com paredes isoladas, utilizando paredes acopladas de menos dimensão. De facto, a rigidez que um sistema de paredes acopladas é significativamente maior do que a rigidez das suas paredes isoladas [9].

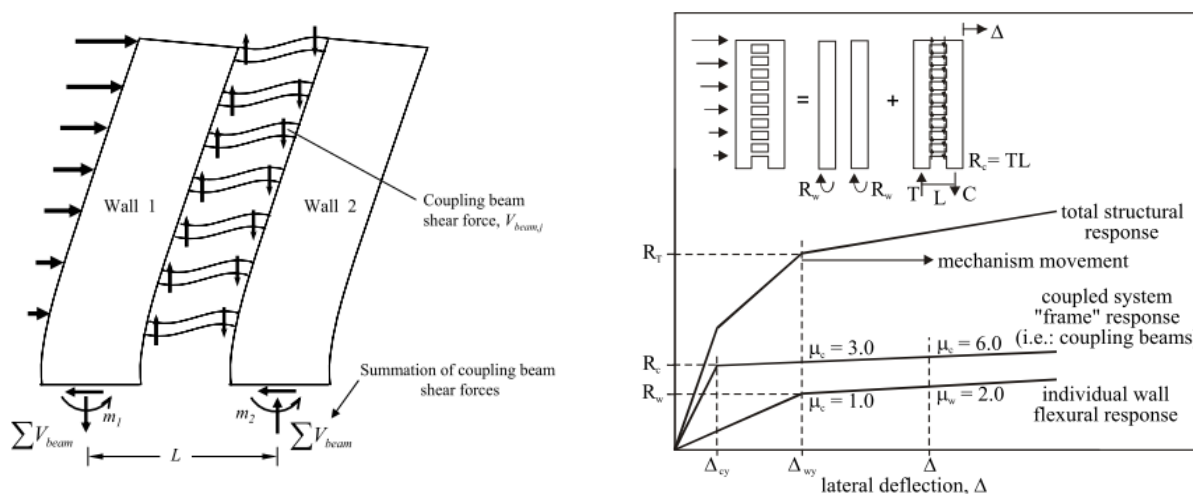


Figura 2.14 – Definition of the coupling ratio (CR) and lateral deflection [10 adopted by Paulay, T]

As vigas de acoplamento têm de reduzir em pelo menos 25% a soma dos momentos fletores na base de cada parede obtidos se cada uma funcionasse separadamente (EC8 - §5.1.2.(1)).

Importa referir que as paredes de acoplamento podem ser consideradas dúcteis ou não. Caso o cálculo seja efetuado para paredes dúcteis então as paredes devem ser calculadas com o preconizado na secção 5.4 do EC8. Deste modo, assume-se que irá formar rótulas plásticas na base de cada parede.

Caso o dimensionamento seja feito para que apenas ocorra formação de rótulas plásticas nas vigas, então não haverá formação de rótula na base da parede, ou seja, não será necessário considerar os efeitos de ductilidade neste elemento de contraventamento.

Vigas de acoplamento

O EC8 em §5.4.1.2.1 refere-se às restrições geométricas que é necessário ter em consideração. Desta maneira é necessário verificar as expressões mencionadas no Quadro 2.12.

Quadro 2.12 - Definição geométrica

| Parâmetro | DCM | |
|-----------|------------------------------------|--------|
| l_{cr} | h_w | (2.54) |
| b_w | $b_w \geq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ | (2.55) |

Em que:

b_w - Largura da alma da viga;

h_w - Altura da viga;

b_c - Maior dimensão da secção transversal da parede perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

As vigas têm uma importante função para o funcionamento no sistema de paredes acopladas. Visto isto é necessário garantir a ductilidade, assim, o EC8 expõe algumas verificações e processos de cálculo:

➤ Condições de ductilidade global e local

É necessário garantir que as rótulas plásticas serão criadas nas vigas e não nos pilares/paredes, de modo a que, quando a estrutura for sujeita a um sismo tenha o comportamento desejado. Consequentemente o EC8 na expressão 4.29 limita os valores de cálculo que podem ocorrer quer nos momentos resistentes dos pilares como nas vigas.

Visto os elementos que serão alvo de estudo são paredes, estas tem de uma dimensão bastante elevada quando comparado com uma viga. Deste modo, o momento que irá ocorrer nas paredes é bastante superior comparativamente ao momento existente nas vigas. Assim a condição está automaticamente satisfeita.

$$\sum M_{RC} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (2.56)$$

Em que:

$\sum M_{RC}$ - Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;

$\sum M_{Rb}$ - Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó.

➤ Após se garantir que as rótulas se criarão nas vigas é necessário verificar que não há rotura por corte. Isto pode ocorrer pois o dimensionamento da armadura de flexão conduz a que o momento resistente, M_{Rd} seja superior ao momento calculado M_{Ed} . As rótulas plásticas apenas são criadas na estrutura quando o M_{Rd} é atingido. Ou seja, se não se tiver em consideração esse incremento de momento, a armadura transversal não está suficientemente dimensionada e consequentemente poderá ocorrer uma rotura por corte. Deste modo, a expressão 2.52 remete para o cálculo do momento necessário.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{RC}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (2.57)$$

Em que:

γ_{Rd} - Fator que considera uma maior resistência por endurecimento do aço, apresentado um valor 1 para DCM, pois é considerado que ainda não foi atingido o valor da resistência média do material;

$M_{Rb,i}$ - Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i, no sentido considerado da ação sísmica;

$\sum M_{Rc}$ e $\sum M_{Rb}$ - Soma dos valores dos momentos resistentes de cálculo dos pilares e das vigas concorrentes no nó. O valor de $\sum M_{Rc}$ deverá ter em consideração os esforços normais do pilar, no sentido considerado da ação sísmica.

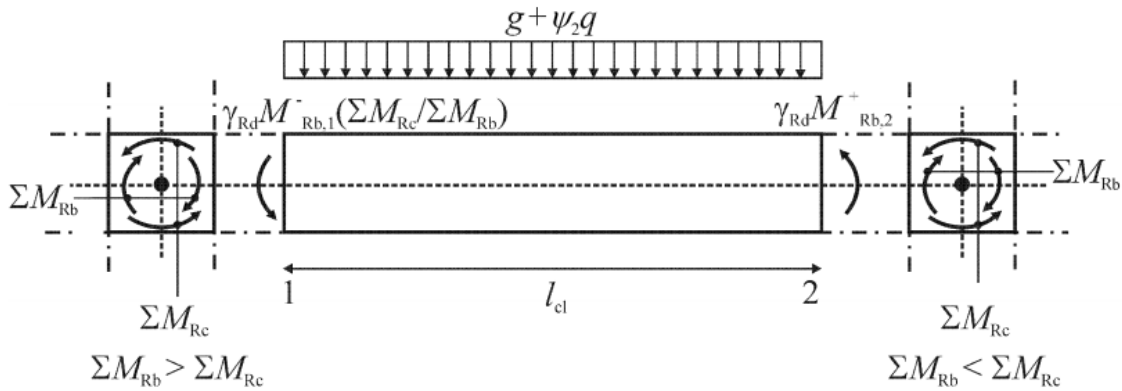


Figura 2.15 - Esquema de cálculo dos esforços transversos em vigas [5]

É necessário calcular o valor do esforço transversal a utilizar no dimensionamento tendo em consideração duas parcelas: a força vertical que existe na viga para a combinação quase permanente e o momento calculado através de 2.57. Na Figura 2.16 ilustra-se o cálculo que se deve efetuar e os diagramas correspondentes.

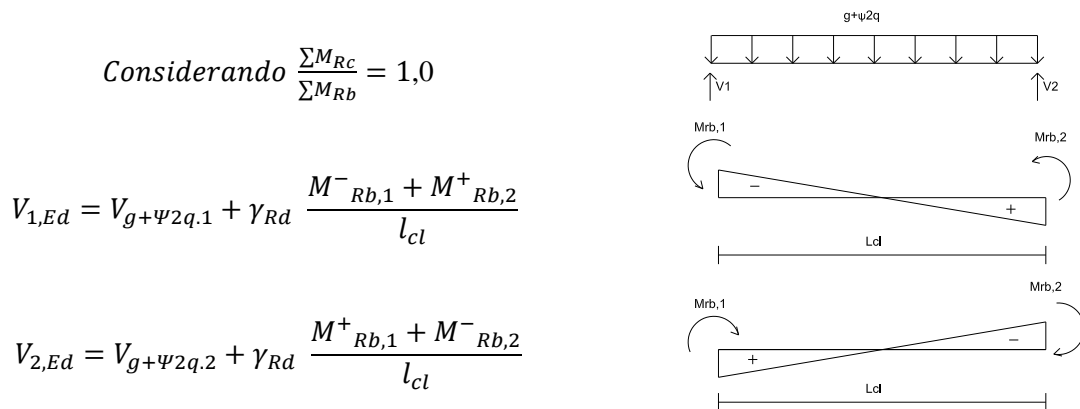


Figura 2.16 - Equações e diagramas correspondentes ao método de cálculo do esforço transversal (adaptado de [20])

O EC8 não estabelece para DCM disposições específicas para as vigas acopladas. No entanto, para os elementos de DCH já existe regulamentação.

No presente trabalho foram consideradas as disposições expostas para DCH relativamente à ductilidade nas vigas de acoplamento. Tomou-se esta decisão considerando que é necessário garantir para os elementos de DCM, a ductilidade nos elementos primários, sendo necessário garantir que estes possuem uma adequada capacidade de dissipação de energia. Esta atitude também já foi considerada por outros autores como em [2]. Assim, não é considerado, que o dimensionamento das vigas de acoplamento é feito unicamente através dos requisitos expostos pelo EC2. Admite-se, deste modo, que o dimensionamento das travessas é efetuado de acordo com a §5.5.3.5 do EC8. Consequentemente, o cálculo da armadura e as verificações são direcionadas para:

- Se pelo menos, umas as expressões 2.58 e 2.59 forem verificadas então o dimensionamento deve ser feito de acordo com §5.5.3.1 do EC8. Ou seja, o cálculo da armadura deve ser efetuado de acordo com o EC2.

$$V_{Ed} \leq f_{cta} b_w d \quad (2.58)$$

$$\frac{l}{h} \geq 3 \quad (2.59)$$

- Se nenhuma das expressões for verificada é necessário proceder ao dimensionamento de armadura diagonal. Este dimensionamento deve ser elaborado de acordo com a equação 2.60.

$$V_{Ed} \leq 2A_{si} f_{yd} \sin \alpha \quad (2.60)$$

Em que:

V_{Ed} - Valor de Cálculo do esforço transversal no elemento de ligação ($V_{Ed} = 2M_{Ed}/l$);

A_{si} - Área total dos varões das armaduras em cada direção diagonal;

α - Ângulo entre os varões diagonais e o eixo da viga.

Quadro 2.13 - Especificações relativas à armadura transversal em vigas

| Parâmetro | DCM | |
|--|--|--------|
| Diâmetro mínimo dos estribos (zona crítica) | $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ | (2.61) |
| Espaçamento máximo dos estribos | $S_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ | (2.62) |
| Espaçamento máximo dos estribos (zona crítica) | $S_{l,max} = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bl} \right\}$ | (2.63) |
| Posição do 1º estribo | $S_l \leq 50 \text{ mm}$ | (2.64) |
| Inclinação da escora nas zonas críticas | $\theta = 45^\circ$ | |

Em que:

d_{bw} - Diâmetro dos estribos;

$S_{l,max}$ - Espaçamento máximo entre estribos;

S_l - Distância do primeiro estribo á face do apoio;

α - Inclinação das armaduras de esforço transverso em relação ao eixo longitudinal da viga;

d_{bl} - Diâmetro mínimo dos varões longitudinais;

θ - Inclinação da escora comprimida de betão com eixo da viga.

O EC8 preconiza dois tipos de sistemas de acoplamento. Esta diferenciação existe dependendo do comprimento da viga e, assim, existe a possibilidade de dimensionar para uma travessa curta ou longa.

Para uma travessa ser considerada curta ou longa, depende da razão l/h . Se for superior a 3, trata-se de uma travessa longa (EC8 §5.5.3.5(2.b)). O facto de a viga ter um comprimento considerável faz com que seja mais flexível, ou seja, quando há a ocorrência de um sismo há a criação de rótulas sendo este o método utilizado para a dissipação de energia. Relativamente à travessa curta, esta não tem um comprimento suficientemente grande para permitir a criação de rótulas. Assim, é necessário garantir que há dissipação de energia, sendo que é conseguida através de escoras e tirantes preconizados pelo EC8.

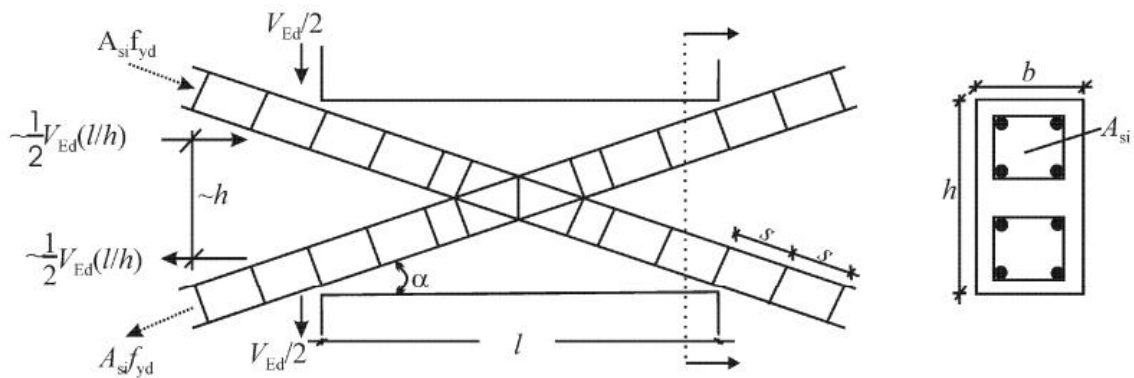


Figura 2.17 - Vigas de acoplamento com armaduras diagonais [5]



Figura 2.18 - Disposição da armadura na viga curta [10]

Em situação sísmica, não é muito razoável ter grande percentagem de armadura com intuito de resistir à flexão. Pois independentemente do valor do momento resistente, ou seja, momento para o qual a armadura está dimensionada, o momento será sempre atingido pois o objetivo é levar à criação de rótulas plásticas. O aumento do valor do momento resistente levará consequentemente a um aumento da armadura de escoras.

Quadro 2.14 - Verificações relativas à armadura longitudinal

| Parâmetro | DCM | |
|--------------------------------------|---|--------|
| Armadura longitudinal mínima | $A_{s,vmin.} = 0,002 A_c$ (EC2) | (2.65) |
| Armadura longitudinal máxima | $A_{s,vmax.} = 0,04 A_c$ (EC2) | (2.66) |
| Taxa de armadura longitudinal mínima | $\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ | (2.67) |

Quadro 2.15 - Disposições construtivas referentes à armadura transversal

| Parâmetro | DCM | |
|--|--|--------|
| Diâmetro mínimo dos estribos (zona crítica) | $d_{bw} \geq 6 \text{ mm}$ | (2.68) |
| Espaçamento máximo dos estribos | $S_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$ | (2.69) |
| Espaçamento máximo dos estribos (zona crítica) | $S_{l,max} = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \cdot d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8 \cdot d_{bl} \right\}$ | (2.70) |
| Posição do 1º estribo | $S_{l_1} \leq 50 \text{ mm}$ | (2.71) |

Através da informação retirada do relatório científico realizado no projeto – SIPAV – Soluções Inovadoras Pré-fabricadas para Vias Férreas de Alta Velocidade, financiado pela Agência de Inovação, S.A e Co-financiado pelo FEDER, através do Programa Operacional Fatores de Competitividade teve-se o intuito de apresentar outras soluções de armadura que têm sido alvo de estudo.

Verificou-se que o método das armaduras diagonais adotado pelo EC8 na execução prática traduz-se em grandes dificuldades, apesar de conduzir a um bons resultados. Deste modo, diversos autores têm-se debruçado sobre este assunto, estudando outros métodos que permitam conferir um bom comportamento a estes elementos e salvaguardar os problemas associados ao corte. Como é o exemplo de Tegos e Penelis (1988) onde se desenvolveu uma configuração de treliça rômica, ou a adoção de armaduras inclinadas na interface viga/parede proposta por Tassisos et al (1996) [27].

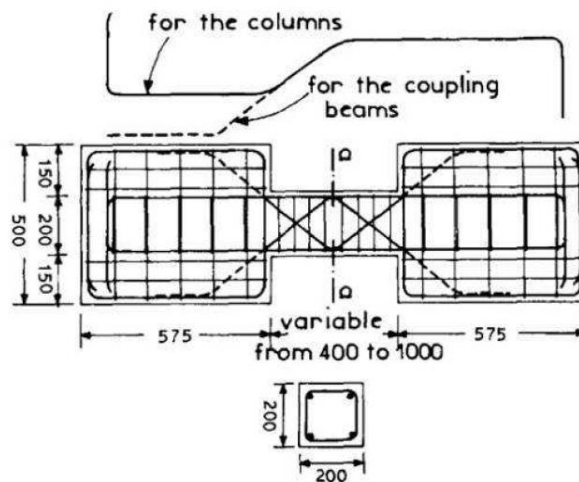


Figura 2.19 - Configuração de reforço em treliça rômica (Tegos e Penelis (1988))

No trabalho de investigação desenvolvido no LESE no âmbito do projeto SIPAV, foram estudados e ensaiados experimentalmente diferentes soluções de armaduras da travessa de ligação de pilares de pontes. As travessas deste estudo apresentam similaridades com as vigas de acoplamento das paredes, permitindo retirar-se deste estudo conclusões extensivas a estas vigas de acoplamento. Apresentam-se seguidamente alguns modelos ensaiados no LESE, correspondentes a diferentes soluções de armaduras. Importa referir que estas soluções apresentam enormes vantagens do ponto de vista construtivo relativamente à solução de escoras preconizada no EC8. Os resultados dos ensaios vieram confirmar um bom desempenho destas soluções, conseguindo-se maior ductilidade comparativamente com a solução do EC8.

Modelo SP_M02

A configuração da armadura consiste na aplicação da travessa sugerida por Tegos e Penelis (1988). Esta solução consiste fundamentalmente numa armadura de treliça que permite que a transferência das forças de corte se faça de forma dúctil [28].

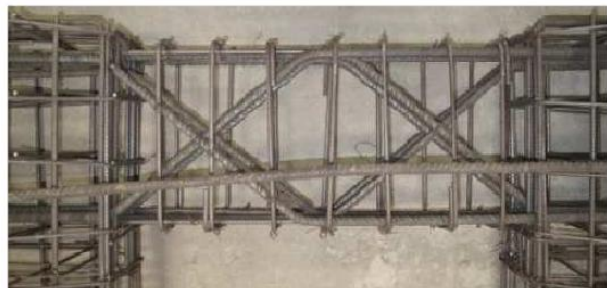
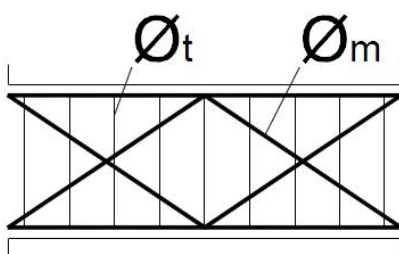


Figura 2. 20 - Solução de armadura da travessa do modelo SP_M02 [28]

Modelo SP_M04

A configuração de armadura dimensionada para a travessa do pórtico do modelo SP_M04 está associada a uma solução de armaduras de corte sugerida por Tegos e Penelis (1988), com adaptações sugeridas por Tassios et al. (1996) [28].

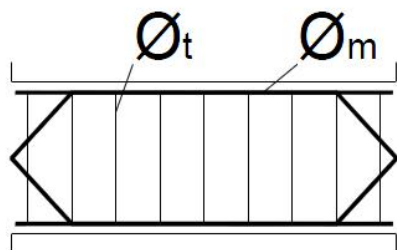


Figura 2. 21 - Solução de armaduras da travessa do modelo SP_M04 [28]

3

MODELO PAREDES DÚCTEIS

3.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo pretende-se estudar o comportamento de paredes simples. Deste modo irá proceder-se ao dimensionamento e pormenorização das armaduras de paredes dúcteis para a classe de ductilidade média, onde foi considerado que os elementos primários seriam compostos apenas por paredes resistentes.

3.2 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

O modelo que se segue é referente a um edifício de betão armado, cujo propósito é servir de edifício de escritórios.

Como se pode verificar através das Figuras apresentadas em 3.1 e 3.2 a estrutura é composta por 12 pisos, em que cada piso possui uma altura de 3 metros.

A área total em planta, de cada piso é de 1344 m^2 . Na direção X os alinhamentos ocorrem de 7 em 7 m e na direção Y de 8 em 8 m, perfazendo uma área de influência de 56 m^2 entre divisão de pilares.

Para o pré-dimensionamento das secções dos pilares o critério inicial baseou-se na obtenção de uma área de armadura de cerca de 1% relativamente à área de betão. Contudo, utilizando este critério observou-se que a secção transversal dos pilares era elevada, contribuindo, assim, significativamente para a análise sísmica. Uma vez que o objetivo primordial do presente trabalho foi estudar o funcionamento das paredes dúcteis determinou-se que as secções dos pilares seriam dimensionadas para uma área de armadura de 2.5% da área de betão armado. Deste modo, as secções têm uma dimensão menor, no entanto, a resistência às forças verticais continua a ser garantida.

Os pilares foram distinguidos em três tipos, uma vez que cada um possui uma área de influência diferente relativamente à descarga das forças provenientes da laje. Sendo assim, os pilares centrais que têm a maior área de influência, os pilares de extremidade e de canto, são designados por P1, P2 e P3, respetivamente.

Considerou-se que a mudança de secção do pilar ocorre de 3 em 3 pisos, de modo a se garantir continuidade e facilidade de construção.

Determinou-se também que os pilares teriam uma secção quadrada, eliminando assim uma componente de diferenciação entre as duas direções. No Quadro 3.1 apresenta-se as dimensões consideradas para os pilares.

Quadro 3.1 - Dimensão das secções transversais dos pilares

| Pisos | P1 [m] | P2 [m] | P3 [m] |
|---------|--------|--------|--------|
| 10 - 12 | 0,35 | 0,30 | 0,30 |
| 7 - 9 | 0,50 | 0,40 | 0,30 |
| 4 - 6 | 0,60 | 0,45 | 0,30 |
| 1 - 3 | 0,70 | 0,55 | 0,35 |

Relativamente aos elementos primários, têm uma dimensão constante ao longo de toda a altura do edifício. Por uma questão de simplificação a parede resistente na direção X foi designada por PRX, e na direção Y, o contraventamento foi designado por PRY.

Quadro 3.2 - Dimensão das secções transversais das paredes

| | PRX | PRY |
|--------|------|------|
| lw [m] | 6,00 | 8,00 |
| bw [m] | 0,30 | 0,30 |

Foi considerada uma laje fungiforme maciça com uma espessura de 0.3m que está apoiada diretamente nos pilares e nas paredes.

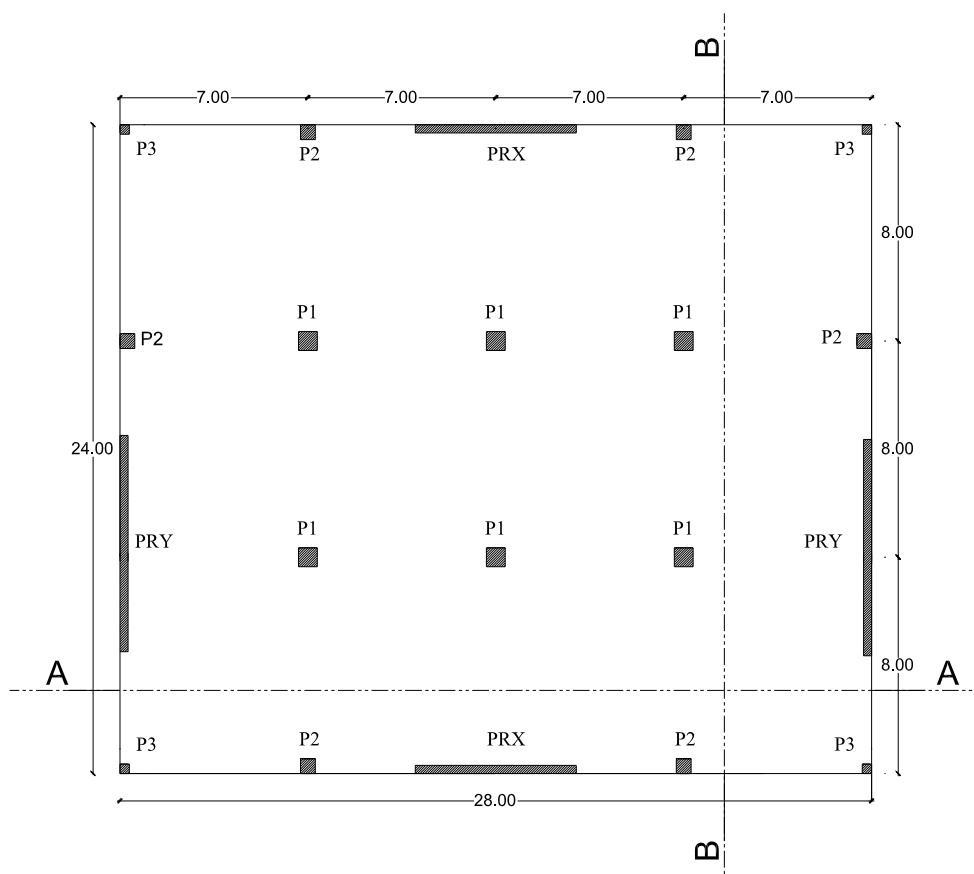


Figura 3.1 - Planta estrutural

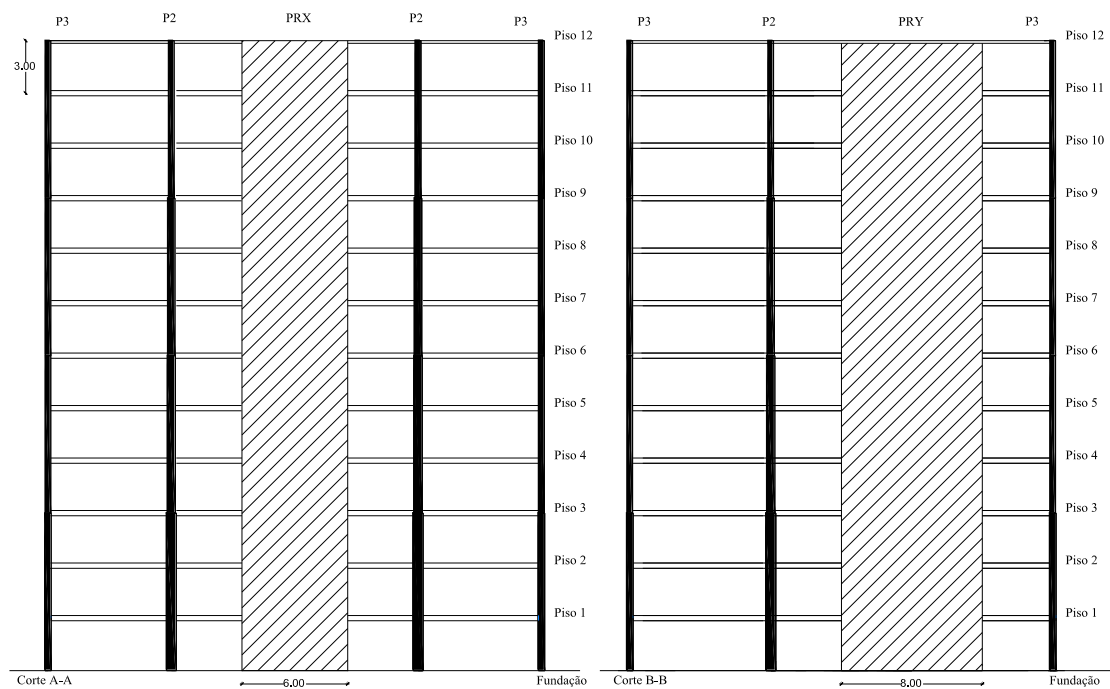


Figura 3.2 - Fachada do edifício: Corte A-A - Direção X; Corte B-B - Direção Y

3.3 MATERIAIS

Para a conceção deste edifício utilizou-se betão C30/37 e o aço A500. No Quadro seguinte são apresentadas as principais características referentes a cada material.

Quadro 3.3 - Características dos materiais

| Betão C30/37 | | | Aço A500 | | |
|------------------|-----|-----|-------------------|--------------------------|-----|
| f _{ck} | 30 | MPa | f _{syk} | 500 | MPa |
| f _{cd} | 20 | MPa | f _{syd} | 435 | MPa |
| f _{ctm} | 2,9 | MPa | E _s | 200 | GPa |
| E _c | 33 | GPa | ε _{sy,d} | 217,5 x 10 ⁻⁵ | |
| ν | 0,2 | | | | |

3.4 AÇÕES

3.4.1 AÇÕES GRAVÍTICAS

No que concerne às cargas gravíticas considerou-se um valor constante em toda a estrutura. Para o peso próprio (PP) da estrutura considerou-se um peso volúmico de 25 kN/m^3 , para as restantes cargas permanentes (RCP) um valor de 3 kN/m^2 e uma sobrecarga (SOB) de 3 kN/m^2 com um $\psi_2=0.3$. Recorreu-se aos valores expostos no Eurocódigo 0 e 1.

3.4.2 AÇÃO SÍSMICA DE PROJETO

Como referido em §2.3.1 do presente trabalho, para a definição da ação sísmica de acordo com o EC8, há dois tipos de ação sísmica: tipo 1 e tipo 2. Para o dimensionamento sísmico é considerada a ação sísmica que conduz a valores de espectro de resposta mais elevados pois é mais condicionante.

Como explicito em §2.3.4 o edifício tem a sua localização em Lisboa e está sob um terreno tipo C do qual os valores necessários para a definição da ação sísmica são:

Quadro 3.4 - Resumo dos parâmetros a utilizar para a definição do espectro de resposta

| Terreno C | S_{max} | S | T_B (s) | T_C (s) | T_D (s) | a_{gR} (m/s^2) |
|-----------|-----------|------|-----------|-----------|-----------|-----------------------------|
| Tipo 1 | 1.6 | 1.5 | 0.1 | 0.6 | 2 | 1.5 |
| Tipo 2 | 1.6 | 1.46 | 0.1 | 0.25 | 2 | 1.7 |

O espectro de resposta de cálculo foi definido através das equações presentes em §2.3.2.2 do qual os parâmetros utilizados foram os enunciados no Quadro 3.4. Importa referir que o valor do coeficiente de comportamento, em concordância com o definido em §2.3.3, foi considerado um valor igual a 3 pois corresponde a um sistema de paredes simples. Deste modo, a Figura 3.3 retrata o espectro de resposta de cálculo.

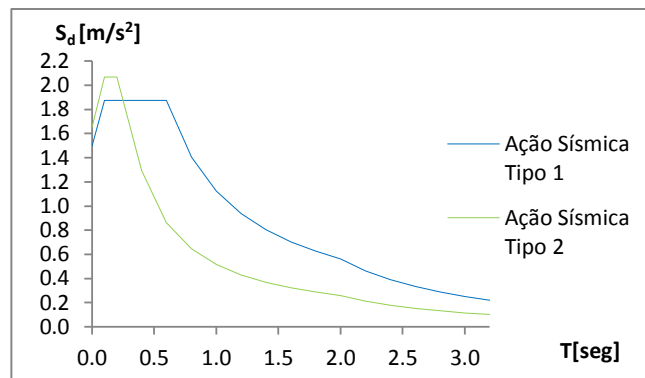


Figura 3.3 - Espectro de resposta de cálculo

3.4.3 AÇÃO DO VENTO

Na elaboração deste projeto não se teve em consideração a ação do vento pois está fora do âmbito do presente trabalho.

3.5 MODELAÇÃO

Para a concretização deste modelo recorreu-se ao programa estrutural "Sap2000" v14, pois este permite fazer uma análise dinâmica do edifício. A partir deste programa é possível obter os valores dos esforços e deslocamentos da estrutura, valores estes, desejados para se proceder ao respetivo dimensionamento.

As lajes foram discretizadas em elementos finitos de 4 nós, com uma divisão de 0.5 x 0.5 m, uma vez que corresponde a um comportamento próximo do real.

Os pilares, as paredes e as vigas foram modelados através de elementos barra.

Estudos anteriores, nomeadamente [6],[7],[26] e debruçaram-se sobre qual o método a utilizar para a simulação dos elementos de contraventamento no modelo estrutural, considerando os elementos finitos e os elementos de barra. Concluiu-se que a solução mais vantajosa é a do elemento barra, motivo que levou à utilização deste método no presente trabalho. O elemento barra, é colocado no centro geométrico da parede, e as dimensões são efetivamente as referidas em 3.2.

De acordo com [6], as vantagens em usar elementos de barras são:

- Cada elemento de barra tem associado o valor dos esforços e dos deslocamentos aos nós deste elemento, levando a que haja uma fácil interpretação de resultados na análise. Os esforços, quando obtidos em termos de forças e momentos podem ser utilizados diretamente no dimensionamento;
- Como a seção da barra é constante ao longo de 3 pisos não há necessidade de considerar refinamento;
- Aumenta a capacidade de dimensionamento automático pois os esforços estão associados a cada elemento estrutural.

Existe uma boa modelação através de um programa estrutural se os resultados forem próximos dos resultados reais que ocorrem numa estrutura. Assim, há considerações a serem tomadas para que a estrutura reflita o mais próximo possível a realidade.

Para que seja assegurada a ligação entre da parede com os outros elementos estruturais é necessário colocar elementos de barra rígidos. Deste modo, considerou-se que este elemento tem uma secção transversal de $0.1 \times 0.1 \text{ m}^2$, e relativamente às suas propriedades, apresenta uma inércia e resistência elevadas e um peso nulo de forma a não influenciar o resultado das cargas existentes [6].

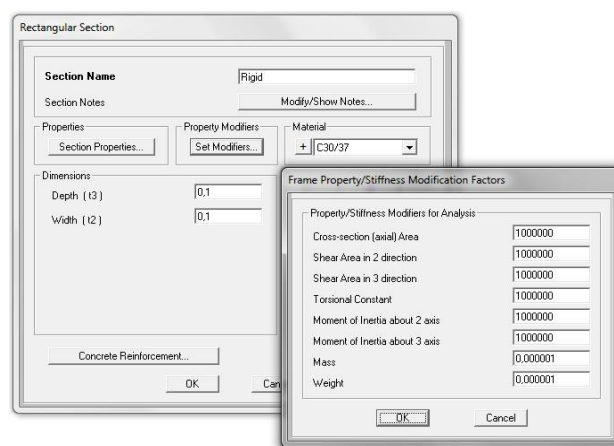


Figura 3.4 - Propriedades da barra de ligação

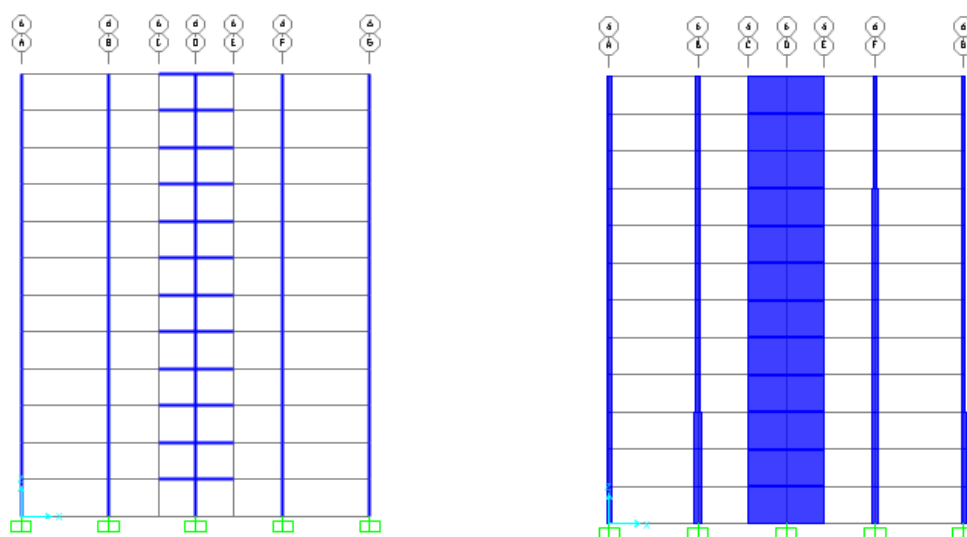


Figura 3.5 - Pormenorização da barra de ligação ao longo de toda a parede

Como foi salientado no Capítulo 2 em §2.4.2.1, o EC8 refere que, o módulo de elasticidade dos elementos primários deve ser reduzido para metade do seu valor inicial. Este critério foi considerado na modelação, e por uma questão de uniformização e de conformidade de resultados também foi considerado o mesmo critério para os pilares.

As combinações consideradas no modelo foram as designadas em §2.3.4, pois são as combinações referenciadas pelo EC8 para que se efetue um bom dimensionamento.

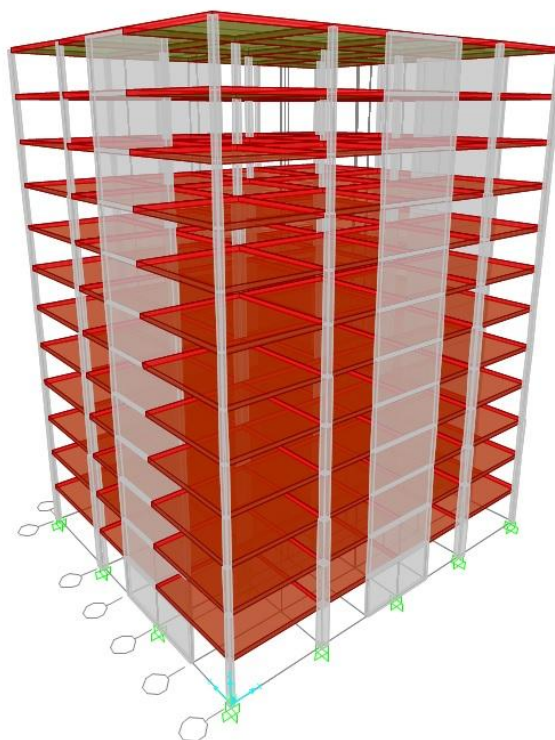


Figura 3.6 - Visualização da estrutura modelada no Sap2000

3.6 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE RESULTADOS

3.6.1 ANÁLISE MODAL

Por intermédio da análise modal é possível observar qual o comportamento da estrutura quando sujeita a ação sísmica.

Como mencionado em §2.3.5, a massa dinâmica tem de ser mobilizada pelo menos em 90 % da sua massa total. Para o efeito, foram analisados 20 modos de vibração. Como se pode observar no Quadro 3.4, a massa total mobilizada nas duas direcções principais, direcção X e direcção Y, são respetivamente 91.6% e 91.3%.

No primeiro modo de vibração, na direcção X há uma participação da massa na ordem dos 69.3% da massa total e no segundo modo uma mobilização de massa na ordem dos 67.4% na direcção Y. Relativamente ao terceiro modo ocorre principalmente por torção com 16.4% da massa total.

Como se pode verificar também no Quadro 3.5 após a ocorrência do terceiro modo a participação da massa em cada direcção possui um valor bastante reduzido quando comparado com os três primeiros modos. Desta forma, o estudo da análise modal irá prosseguir apenas contabilizando os três primeiros modos.

Quadro 3.5 - Período, frequência e massa efetiva em cada direção

| Modos de Vibração | Período [seg] | Frequência [Hz] | UX[%] | UY[%] | RZ[%] |
|-------------------|---------------|-----------------|-------|-------|-------|
| 1 | 1,59 | 0,63 | 69,3 | 0,0 | 22,3 |
| 2 | 1,34 | 0,75 | 0,0 | 67,4 | 29,0 |
| 3 | 0,94 | 1,06 | 0,1 | 0,0 | 16,4 |
| 4 | 0,42 | 2,37 | 15,8 | 0,0 | 5,1 |
| 5 | 0,32 | 3,12 | 0,0 | 17,9 | 7,7 |
| 6 | 0,22 | 4,52 | 0,0 | 0,0 | 4,5 |
| 7 | 0,21 | 4,78 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 8 | 0,21 | 4,87 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 9 | 0,20 | 5,11 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 10 | 0,19 | 5,31 | 6,4 | 0,0 | 2,1 |
| 11 | 0,17 | 5,91 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 12 | 0,16 | 6,18 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 13 | 0,15 | 6,75 | 0,0 | 0,3 | 0,1 |
| 14 | 0,15 | 6,85 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 15 | 0,14 | 6,94 | 0,0 | 3,5 | 1,5 |
| 16 | 0,14 | 6,99 | 0,0 | 1,7 | 0,7 |
| 17 | 0,14 | 7,06 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 18 | 0,14 | 7,07 | 0,0 | 0,4 | 0,2 |
| 19 | 0,14 | 7,10 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 20 | 0,14 | 7,17 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | | Total | 91,6 | 91,3 | 89,7 |

Como se pode observar na Figura 3.7, existe uma discrepância relativamente ao valor da frequência entre os dois primeiros modos, sendo que estes ocorrem na direção X e direção Y, respetivamente.

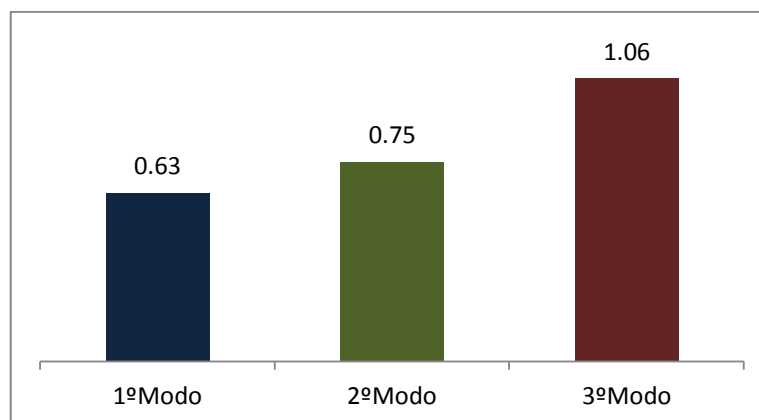


Figura 3.7 - Frequência dos três principais modos de vibração [Hz]

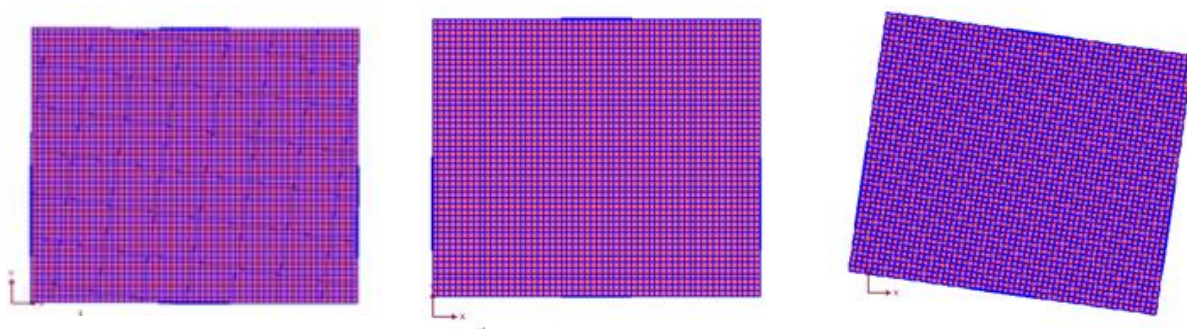


Figura 3.8 - Modos de vibração: $f_1=0,63$ Hz ; $f_2=0,75$ Hz; $f_3=1,06$ Hz

A diferença que há entre os dois primeiros modos de vibração foi propositada, pois teve-se o intuito de obter diferentes soluções de armadura. Como os elementos primários têm uma dimensão diferente para cada direção, a rigidez assume valores diferentes. Deste modo, efetuando uma análise modal observa-se que as frequências relativas a cada direção têm valores distintos. Na Figura 3.9 esquematiza-se a sequência dos cálculos necessários para se realizar o dimensionamento da armadura. Assim, se inicialmente é alterado o valor da rigidez os parâmetros seguintes também serão diferentes, o que consequentemente conduz a uma solução de armadura diferente.

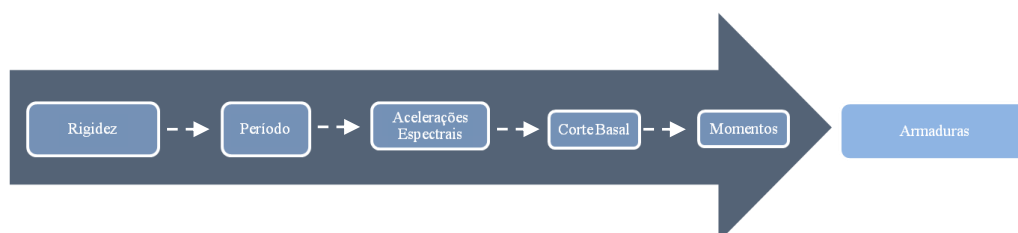


Figura 3.9 - Sequência da afetação devido a diferentes rigidezes

Na Figura 3.10 está exposto o espectro de cálculo obtido através de 3.4.2 e indicado para os dois primeiros modos de vibração o respetivo valor do espectro de resposta que existe devido a ação sísmica tipo 1.

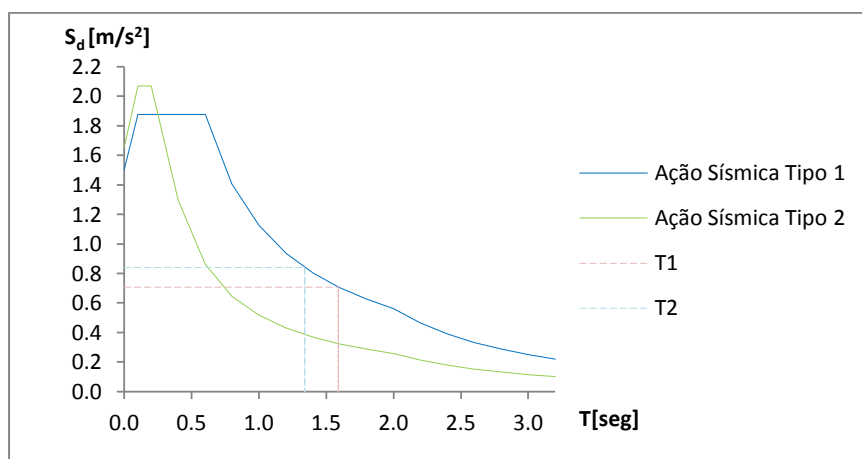


Figura 3.10 - Espectro de Resposta de Cálculo e respetivos períodos

Como se pode verificar no Quadro 3.6, o valor do corte basal e respetivo momento total da estrutura:

- É diferente nas duas direções;
- É superior na ação sísmica Tipo 1 para ambas as direções.

Quadro 3.6 - Corte Basal total da estrutura devido a ação sísmica tipo 1 e 2

| Ação Sísmica | Fx [kN] | My [kN.m] | Fy [kN] | Mx [kN.m] |
|--------------|---------|-----------|---------|-----------|
| EX1 | 6141 | 136976 | - | - |
| EX2 | 3714 | 69218 | - | - |
| EY1 | - | - | 7037 | 158188 |
| EY2 | - | - | 4533 | 74751 |

Em que:

EX1 - Ação sísmica tipo 1 na direção X

EY1 - Ação sísmica tipo 1 na direção Y

EX2 - Ação sísmica tipo 2 na direção X

EY2 - Ação sísmica tipo 2 na direção Y

Deste modo, a ação sísmica utilizada no modelo em estudo, na direção X será EX1 e na direção Y será EY1.

3.6.2 ANÁLISE DOS ESFORÇOS SÍSMICOS

Para se obter os valores dos esforços referentes a combinação sísmica, foi utilizada a equação 2.16, sendo que o valor de A_{Ed} corresponde à combinação referente às expressões 2.14 e 2.15.

Quadro 3.7 - Combinações empregues no cálculo dos esforços

| | Combinação |
|------|----------------------------------|
| AS1X | PP + RCP + 0,3SOB + E1X + 0,3E1Y |
| AS1Y | PP + RCP + 0,3SOB + 0,3E1X + E1Y |
| AS2X | PP + RCP + 0,3SOB + E2X + 0,3E2Y |
| AS2Y | PP + RCP + 0,3SOB + 0,3E2X + E2Y |

Em que:

PP - Peso próprio da estrutura;

RCP - Restantes cargas permanentes;

SOB - Sobrecarga;

3.6.3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Como referido na §2.4.3 do presente trabalho é essencial limitar os danos durante e após a ocorrência de um sismo.

3.6.3.1 Contribuição dos elementos estruturais para o Corte Basal

Como citado na §2.4.2.2 é necessário garantir que a contribuição dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral da estrutura não seja superior a 15% da contribuição dos elementos primários.

Para se verificar esta condição, adotou-se um método de cálculo indireto, ou seja, foi avaliada a contribuição que cada elemento possui relativamente ao corte basal, admitindo-se que essa participação em percentagem é proporcional à rigidez que esse elemento tem face à estrutural global.

Como as secções dos pilares são quadradas, não há diferença direta na contribuição que estes elementos oferecem ao corte basal em comparação com as duas direções. Contudo como se pode observar nas tabelas 3.8 e 3.9, os pilares têm uma contribuição significativa para a rigidez da estrutura.

Quadro 3.8 - Contribuição de cada elemento estrutural para o corte basal na Direção X

| | Elementos Primários | Elementos Secundários | | | | |
|------------------------|---------------------|-----------------------|-------------|-------------|-------------|--------|
| | ΣPRX | ΣPRY | $\Sigma P1$ | $\Sigma P2$ | $\Sigma P3$ | Total |
| Fb _{ij} [kN] | 5361 | 235 | 356 | 165 | 23 | 6141 |
| %Fb _{ij} [kN] | 87,30 | 3,83 | 5,80 | 2,69 | 0,38 | 100,00 |

Quadro 3.9 - Contribuição de cada elemento estrutural para o corte basal na Direção Y

| | Elementos Primários | Elementos Secundários | | | | Total |
|------------------------|---------------------|-----------------------|-------------|-------------|-------------|--------|
| | Σ PRY | Σ PRX | Σ P1 | Σ P2 | Σ P3 | |
| Fb _{ij} [kN] | 6501 | 135 | 261 | 116 | 24 | 7037 |
| %Fb _{ij} [kN] | 92,38 | 1,92 | 3,70 | 1,65 | 0,35 | 100,00 |

Como pode ser verificado através das tabelas 3.8 e 3.9 e dos gráficos da Figura 3.11, o corte basal global é resistido pelos elementos de contraventamento em 87,3% e 92,38% na direção X e na direção Y, respetivamente.

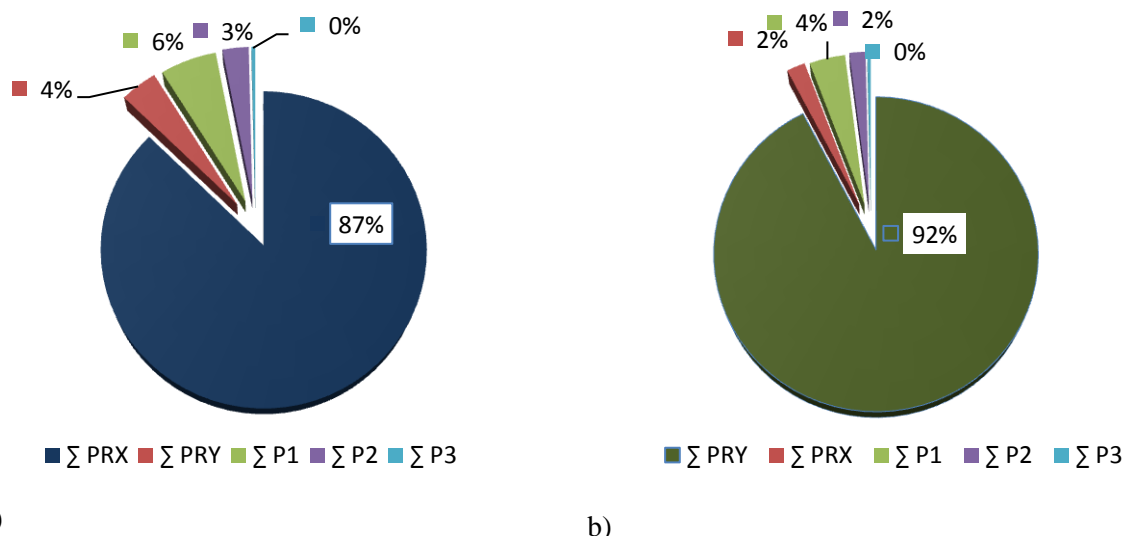


Figura 3.11 - Percentagem do Corte Basal em cada elemento estrutural: a) Direção X; b) Direção Y

Para o cálculo do desvio entre os elementos primários e secundários, valor limitado pelo EC8 em 15%, procede-se à soma dos elementos secundários e dos elementos primários separadamente e faz-se a sua divisão. Importa salientar que quando o cálculo é efetuado para uma direção, os elementos de contraventamento que têm uma dimensão superior na direção contrária são admitidos como elementos secundários.

$$\Delta = \frac{\Sigma Fb, \text{elementos secundários}}{\Sigma Fb, \text{elementos primários}} \text{ (em cada direção)}$$

Quadro 3.10 - Valor do corte basal para os elementos primários e secundários e desvio na direção X

| | Elementos Primários (PRX) | Elementos Secundários | Δ |
|--------------------------|---------------------------|-----------------------|----------|
| Fb _{total} [kN] | 5361 | 780 | 14,55% |

Quadro 3.11 - Valor do corte basal para os elementos primários e secundários e desvio na direção X

| | Elementos Primários (PRY) | Elementos Secundários | Δ |
|---------------------|---------------------------|-----------------------|----------|
| $F_{b, total}$ [kN] | 6501 | 536 | 8,25% |

Na direção X o desvio entre os elementos primários e secundários é de 14.55%, sendo uma percentagem bastante próxima ao limite referido pelo EC8. Isto ocorre porque a dimensão da parede nesta direção é menor que na direção Y. Comparando o desvio entre a rigidez em ambas as direções, observa-se que, de facto, na direção onde a largura é superior obtém-se uma maior rigidez.

Concluiu-se que, para cumprir este limite não pode haver grande discrepância na dimensão das paredes nas duas direções, pois esta está intimamente relacionada com a rigidez que cada elemento de contraventamento tem.

Como não é possível ter uma diferença elevada na rigidez entre as duas direções, isto leva a que os modos de vibração sejam mais próximos do que inicialmente pretendido. Este critério é limitado de modo a que seja garantida a regularidade e simetria em planta como prescrito no EC8.

3.6.3.2 Deslocamentos

Deslocamentos entre pisos

Como descrito em §2.4.3.2 é necessário verificar a limitação de danos impostos. A limitação do deslocamento entre pisos no presente trabalho está especificado para os edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, sendo que o limite é de:

$$d_r v \leq 0.005h = 0,015.$$

De acordo com o NA-4.4.3.2(2) EC8, e como o sismo condicionante é o sismo Tipo 1 o valor do coeficiente redutor é de $v=0.4$.

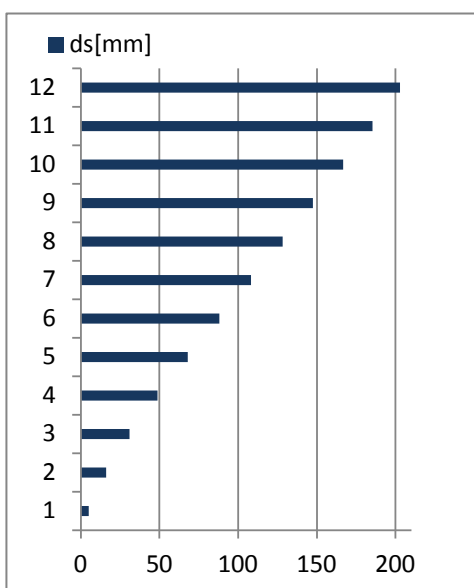


Figura 3.12 - Deslocamento elástico na Direção X

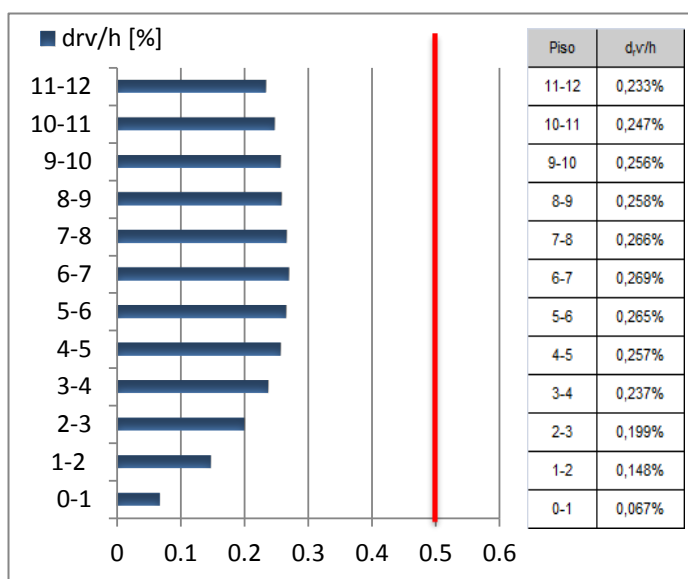


Figura 3.13 - Deslocamento entre pisos na Direção X

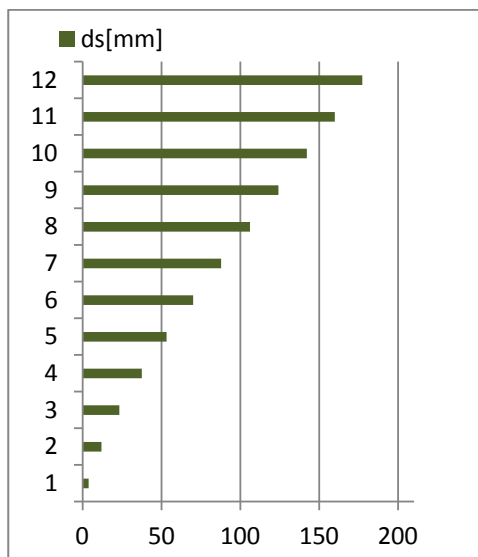


Figura 3.14 - Deslocamento elástico na Direção Y

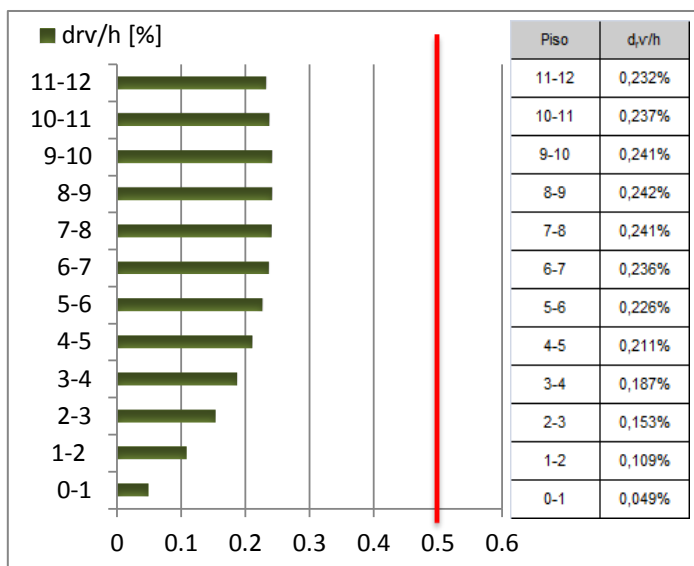


Figura 3.15 - Deslocamento entre pisos na Direção Y

Como é possível constatar através da Figura 3.13 e 3.15, os deslocamentos relativos que ocorrem entre os pisos são inferiores ao valor limitado pelo EC8 nas duas direções principais.

Efeitos de Segunda Ordem

Como exposto em §2.4.3.1 é necessário que se verifique a necessidade de contabilização dos efeitos de segunda ordem em cada direção caso haja deslocamentos excessivos.

De seguida, apresenta-se o Quadro 3.12 que explicita o cálculo do coeficiente de sensibilidade, sendo necessário contabilizar efeitos de segunda ordem sempre que $\Theta > 0.1$.

Quadro 3.12 - Efeitos de 2º Ordem nas duas direções

| Piso | P_{tot} [kN] | V_{totx} [kN] | V_{toty} [kN] | d_{rx} [mm] | d_{ry} [mm] | Θ_x | Θ_y |
|-------|-------------------|--------------------|--------------------|------------------|------------------|------------|------------|
| 0-1 | 12278 | 5981 | 6747 | 5,06 | 3,70 | 0,00346 | 0,00224 |
| 1-2 | 11757 | 5895 | 6686 | 11,07 | 8,14 | 0,00736 | 0,00477 |
| 2-3 | 10909 | 5643 | 6479 | 14,96 | 11,50 | 0,00964 | 0,00645 |
| 3-4 | 9851 | 5229 | 6087 | 17,78 | 14,05 | 0,01117 | 0,00758 |
| 4-5 | 8688 | 4802 | 5596 | 19,24 | 15,81 | 0,01160 | 0,00818 |
| 5-6 | 7453 | 4415 | 5078 | 19,91 | 16,99 | 0,01120 | 0,00831 |
| 6-7 | 6204 | 4053 | 4618 | 20,21 | 17,73 | 0,01031 | 0,00794 |
| 7-8 | 4981 | 3734 | 4255 | 19,96 | 18,07 | 0,00887 | 0,00705 |
| 8-9 | 3776 | 3463 | 3921 | 19,36 | 18,12 | 0,00704 | 0,00582 |
| 9-10 | 2664 | 3064 | 3405 | 19,23 | 18,09 | 0,00557 | 0,00472 |
| 10-11 | 1687 | 2538 | 2681 | 18,53 | 17,80 | 0,00410 | 0,00373 |
| 11-12 | 762 | 1838 | 1727 | 17,50 | 17,44 | 0,00242 | 0,00256 |

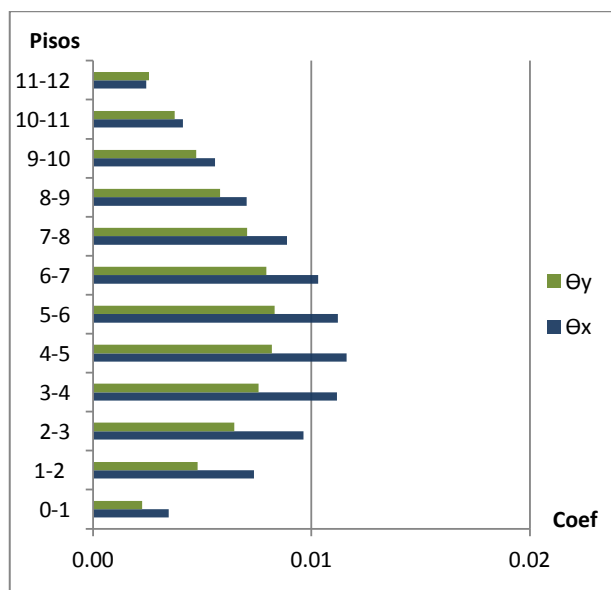


Figura 3.16 - Cálculo do coeficiente para contabilização dos efeitos de 2º ordem

Como é possível verificar através da Figura 3.18, não é necessário contabilizar os efeitos de 2º ordem pois o valor do coeficiente de sensibilidade é sempre inferior ao limitado pelo EC8.

3.7 DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES DÚCTEIS

No presente subcapítulo irá proceder-se ao dimensionamento dos elementos primários, de modo a respeitar os limites e as disposições do EC8 e do EC2.

3.7.1 PRX

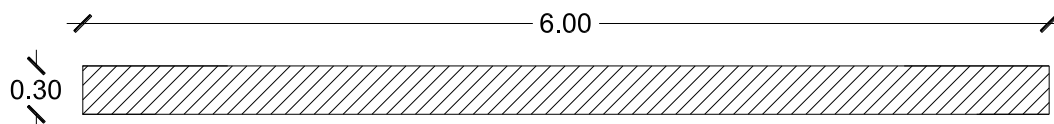


Figura 3.17 - Seção Transversal do elemento PRX

No Quadro 3.13 são definidos os aspetos mencionados em §2.5.1 do presente trabalho.

Quadro 3.13 - Verificação

| Parâmetros a avaliar | Verificações |
|--|---|
| Constrangimentos Geométricos $b_{wo} \geq \max \left\{ 0.15 \frac{h_s}{20} \right\}$ | $b_{wo} \geq \max \left\{ 0.15 \frac{3}{20} \right\} = 0,15m \quad \text{verifica}$ |
| Definição da Zona Crítica $h_{cr} = \max \left[l_w, \frac{h_w}{6} \right]$ $h_{cr} \leq \{ 2l_w; 2 \times h_s, n > 7pisos \}$ | $h_{cr} = \max \left[6, \frac{36}{6} \right] = 6 m$ $h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times 6 = 12 m \\ 2 \times 3 = 6 \end{cases} \quad \text{verifica}$ |

3.7.1.1 Análise dos Esforços de Cálculo

Os valores dos esforços retirados do modelo de cálculo para as combinações da ação sísmica possuem dois valores distintos, um para a envolvente máxima e outro para a envolvente mínima. A diferença entre as duas envolventes apenas ocorre no esforço axial, sendo que a diferença é bastante pequena. A envolvente considerada foi a envolvente máxima pois conduz a um valor de esforço axial mais pequeno o que irá levar a uma armadura longitudinal superior. O valor do esforço axial ser superior, ou seja, envolvente mínima deve ser utilizado para a verificação do esforço axial reduzido, contudo como a diferença é tão pequena não foi necessário considerar essa envolvente.

De acordo com as combinações referidas em §3.6.2 os diagramas resultantes dos esforços estão representados na Figura 3.18. Como se pode verificar a combinação sísmica condicionante ocorre para a ação sísmica tipo 1.

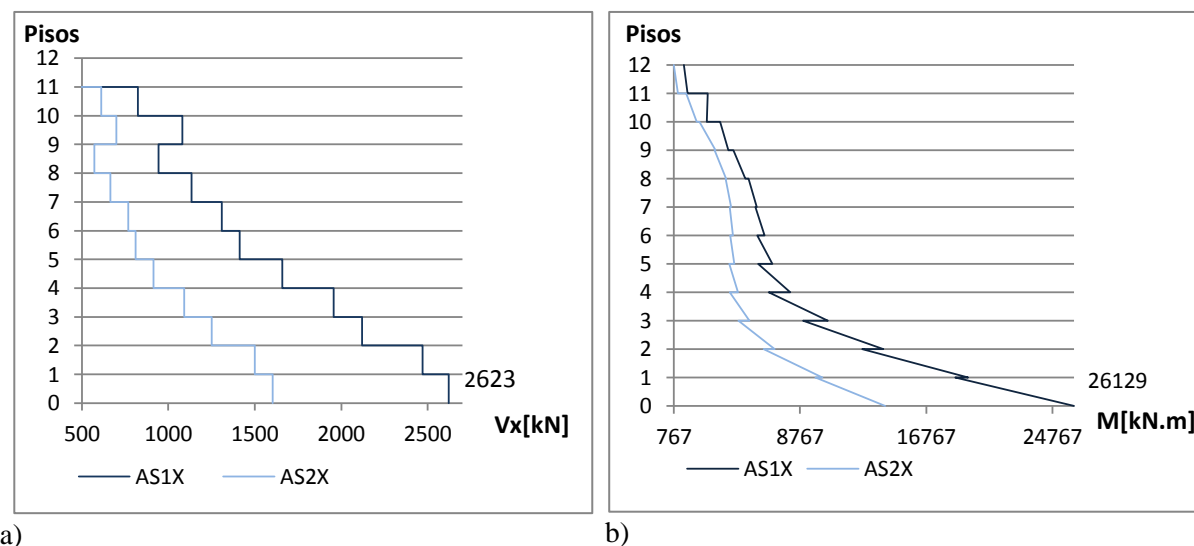


Figura 3.18 - Esforços existentes na PRX: a) Esforço Transverso; b) Momento Fletor

Como explícito em §2.5.2.1 os valores a serem considerados no dimensionamento devem ser os valores calculados através de uma envolvente de modo a ser considerado o *capacity design*. Deste modo através dos valores retirados do modelo de cálculo é calculada uma envolvente de esforços.

Relativamente ao ângulo a considerar nas escoras foi admitido um ângulo de $26,5^\circ$ pois conduz a uma quantidade de armadura transversal mais pequena. Contudo, se o valor do ângulo for mais pequeno faz aumentar o diagrama da envolvente do momento.

Quadro 3.14 - Determinação do comprimento mínimo dos pilares fictícios

| Parâmetros | Valores utilizados |
|--|--|
| Comprimento mínimo EE $l_c = \max\{0.15l_w; 1.5b_w\}$ | $l_c = \max\{0.15 \times 6; 1.5 \times 0.3\} = 0.9 \text{ m}$ $l_{c,admitido} = 1.25 \text{ m}$ |
| $a_t = z \times (\cot\theta - \cot\alpha)/2$ (EC2) $\cot(26,5^\circ) = 2$ | $z = l_w - \frac{l_c \times 2}{2} = 6 - 1.25 = 4.75$ $a_t \cot\theta = 2.0 = 4.75 \text{ m}$ |

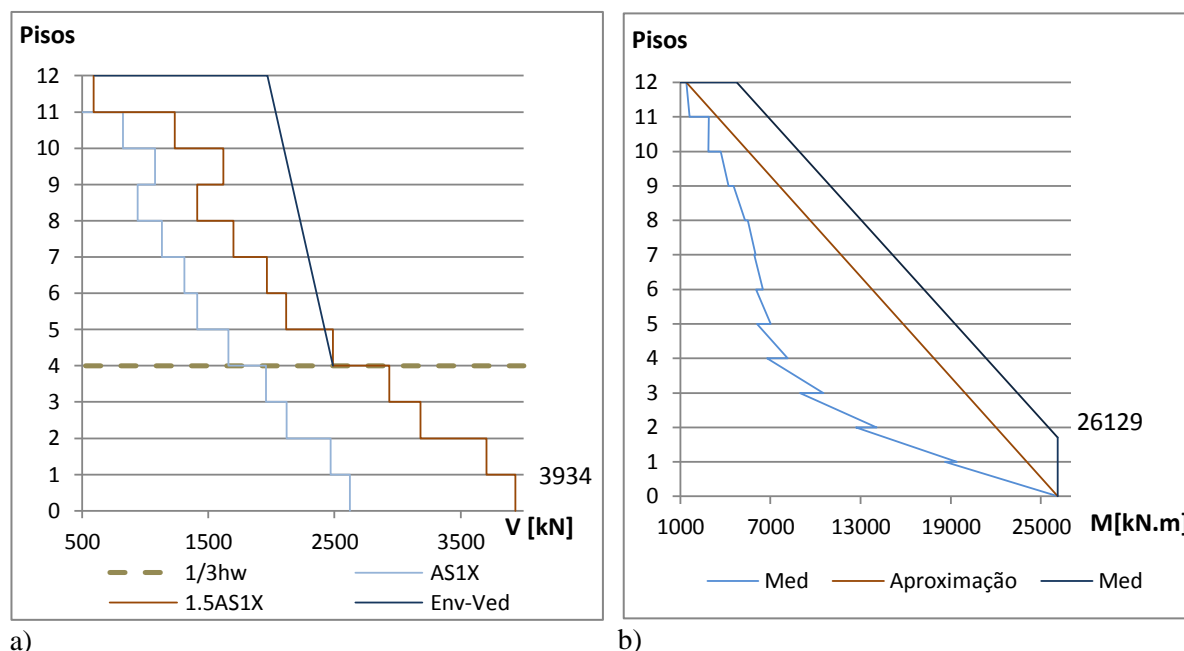


Figura 3.19 - Envelope de cálculo: a) Esforço Transverso b) Momento

Após o cálculo da envolvente do esforço transverso e do momento pode-se proceder ao dimensionamento da armadura. Na figura seguinte apresenta-se os valores que serão utilizados para a obtenção das armaduras.

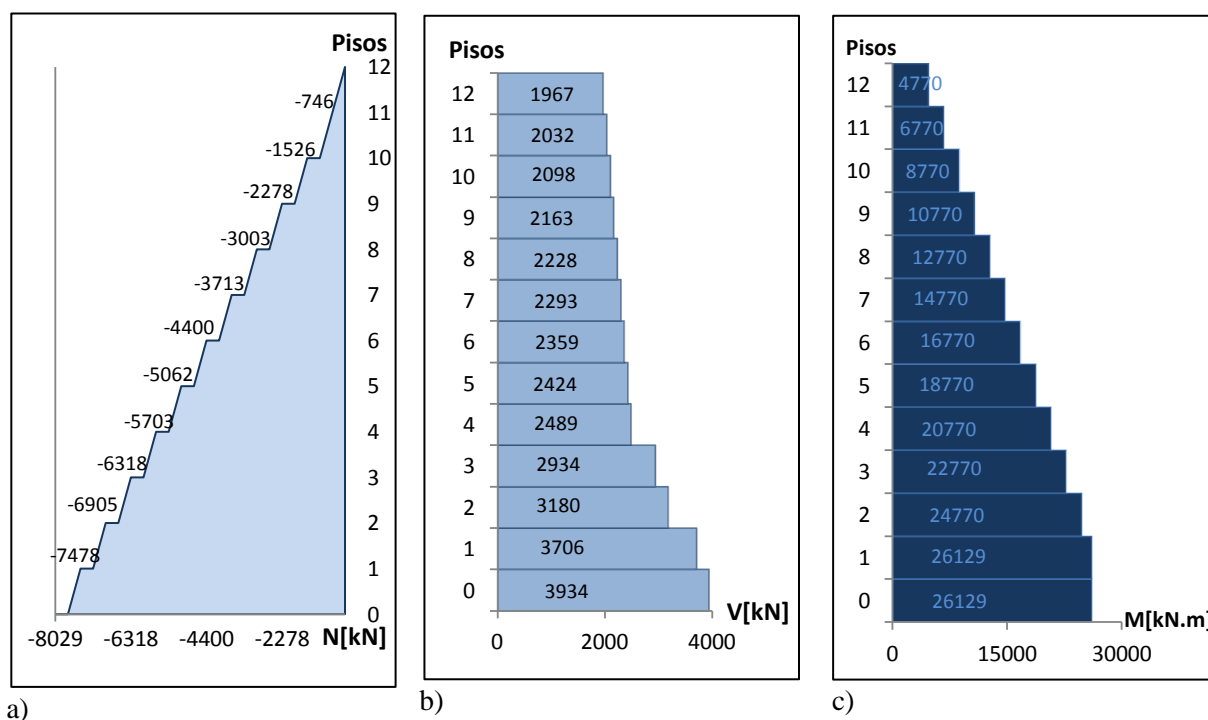


Figura 3.20 - a) Esforço Axial; Envolvente: b) Esforço Transverso c) Momento Fletor

3.7.1.2 Dimensionamento da Armadura

As armaduras foram projetadas para a base do edifício pois é onde ocorrem os maiores esforços como se pode observar na Figura 3.20 da presente dissertação.

Quadro 3.15 - Valores na Base da PRX

| Elemento | N_{ed} [kN] | V_{ed} [kN] | M_{ed} [kN.m] |
|----------|---------------|---------------|-----------------|
| PRX | -8029 | 3934 | 26129 |

Cálculo da Armadura Longitudinal

O dimensionamento da armadura longitudinal foi concebido de acordo com §2.5.2.2 do presente trabalho. Assim o cálculo da armadura para os elementos de extremidade foi feito através do método simplificado dos pilares fictícios.

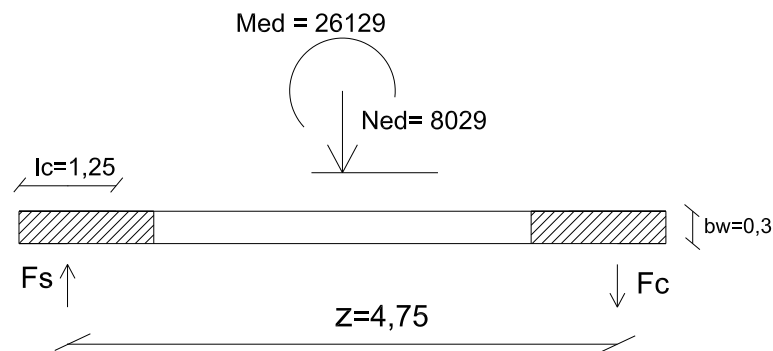


Figura 3.21 - Diagrama de cálculo de PRX

Equação de Equilíbrio:

$$M_{Ed} = F_s \times Z + N_{Ed} \times \frac{Z}{2} \Rightarrow F_s = \frac{26129 - 8029 \times 2,375}{4,75} = 1486 \text{ kN} \Rightarrow A_s = 34,2 \text{ cm}^2$$

A solução adotada para cada elemento de extremidade está referida no Quadro 3.16.

Quadro 3.16 - Solução dos Pilares fictícios da PRX

| Solução | $A_{s,final}$ [cm ²] |
|---------|----------------------------------|
| 19Ø16 | 38,19 |

Existe uma série de condições a serem verificadas, como referido em §2.5.2. Deste modo, no Quadro 3.17 procede-se à verificação destas.

Quadro 3.17 - Verificações de acordo o EC8

| Expressão | Verificação |
|---|---|
| Esforço axial reduzido $v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} < 0,4$ | $v_d = \frac{8029}{6 \times 0,3 \times \frac{30 \times 10^3}{1,5}} = 0,223 < 0,4 \quad \text{verifica}$ |
| Percentagem da armadura longitudinal $\rho_{vEE} = \frac{A_{s_{vEE}}}{b_w l_c} \geq 0,5\%$ | $\rho_{vEE} = \frac{A_{s_{vEE}}}{b_w l_c} = \frac{38,19 \times 10^{-4}}{0,3 \times 1,25} \times 100 = 1,02\% \quad \text{verifica}$ |

Armadura da alma

Como definido em §5.4.3.4(3) do EC8, a armadura vertical deve ser considerada no cálculo da resistência à flexão da seção da parede. Deste modo, o seu dimensionamento é feito de acordo com o EC2 §9.6.2.

$$A_{alma} \geq 0,002A_c$$

$$0,002A_c = 0,002 \times 0,3 \times (6 - 1,25 \times 2) \times 10^4 = 21\text{cm}^2$$

Quadro 3.18 - Solução da alma da PRX

| Solução | $A_{s,final} [cm^2]$ |
|---------|----------------------|
| 32Ø10 | 25,28 |

Como apresentado no Quadro 2.9, o EC2 limita o valor da armadura que deverá haver na parede. Esta verificação é apresentada no Quadro 3.19.

Quadro 3.19 - Valor da armadura na PRX e respetivos limites

| Realização | | | Elemento | | |
|------------|-----------|--------------|----------|----------------------|----------------------|
| | | $A_s [cm^2]$ | | $A_{s,v,min} [cm^2]$ | $A_{s,v,max} [cm^2]$ |
| EE | 19Ø16 | 38,19 | PRX | 36,00 | 720,00 |
| EE | 19Ø16 | 38,19 | | | |
| Alma | 32 Ø10 | 25,28 | | | |
| PRX | 38Ø16+32Ø | 101,66 | | | |

Para uma boa disposição e pormenorização da armadura teve-se em consideração as disposições mencionadas no Quadro 2.5.

Cálculo da Armadura transversal

O dimensionamento da armadura de esforço transversal deve ser elaborado de acordo com §2.5.3.2 do presente trabalho. Assim, a armadura transversal é calculada através do EC2 na secção 9.5.

Cálculo para avaliar a necessidade de armadura de esforço transverso:

$$V_{Rd,c} = \left(0.035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{5400}} \right)^{\frac{3}{2}} (30)^{\frac{1}{2}} + 0.15 \times \frac{8029 \times 10^3}{5400 \times 300} \right) 0,3 \times 5,4 \times 10^3 = 1608.74 \text{ kN} \ll 2623 \text{ kN}$$

Como $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ é necessário armadura de esforço transverso

Verificação que não há esmagamento das escoras de betão: $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)}$

$$V_{Rd,max} = \frac{0,6 \left(1 - \frac{30}{250} \right) \left(\frac{30000}{1.5} \right) 0,3 \times 4,75}{0,5 + 2} = 6019 \text{ kN}$$

Como $V_{Rd,max} \gg V_{Ed}$, Limite de compressão verificado

Dimensionamento da armadura de esforço transverso:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{(z \cot \theta f_{yd})} = \frac{2623}{4,75 \times 2 \times 43,5} = 6,35 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2R \text{ } \emptyset 10 // 0.20$$

Quadro 3.20 - Verificação das condições exigidas pelo EC8 e EC2

| Parâmetros | Considerações/valores |
|---|--|
| Armadura horizontal mínima $A_{s,hmin} = \max\{25\%A_{sv}; 0,001A_c\}$ | $A_{s,hmin} = \max\left\{\left(\frac{101,66}{4 \times 6}\right); 0,001(30)\right\} = 4,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ A armadura horizontal disposta já cobre a armadura mínima. |

Importa referir que são asseguradas as condições expostas no Quadro 2.15 e 2.18

Armadura de confinamento

Como exposto em §2.5.3.3. do presente trabalho, caso o esforço axial reduzido seja superior a 0,15 é necessário ter em consideração armadura de confinamento para que seja garantido a ductilidade da parede. Neste caso como $v_d = 0,233$ é exigido pelo EC8 que se dimensione armadura de confinamento.

A ductilidade local deve ser garantida na zona dos pilares fictícios através de:

$$\propto \omega_{wd} \geq 30\mu_\phi(v_d + w_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

Cálculo dos parâmetros necessários:

$$\mu_\phi: \text{ Como: } T_1 \geq T_c \rightarrow \mu_\phi = 2 \times q_o - 1 = 2 \times 3 - 1 = 5;$$

$$A_{sv} = (6 - 2 \times 1,25) \times 7,9 = 27,65 \text{ cm}^2;$$

$$w_v = \left(\frac{A_{sv}}{l_w b_c} \right) \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \left(\frac{27,65}{600 \times 30} \right) \times \frac{435}{20} = 0,033$$

$$v_d = 0,223$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434}{200000} = 2,175 \times 10^{-3}$$

$$(\omega_{wd})_{min=0,08}$$

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30 \times 5 \times (0,223 + 0,033) \times 2,175 \times 10^{-3} \times \frac{0,3}{0,22} - 0,035 = 0,0788$$

Quadro 3.21 - Espaçamento a admitir no cálculo das cintas

| Parâmetro | Cálculo |
|--|---|
| Cintas dos elementos de extremidade Espaçamento mínimo: $s = \min\left\{\frac{b_o}{2}; 175; 8d_{bL}\right\}$ | $s = \min\left\{\frac{220}{2}; 175; 8 \times 16\right\} = \min\{110; 175; 128\} < 110mm$ Valor adotado $\Rightarrow 100mm$ |

Optou-se por se colocar 9RØ8

$$h_0 = 125 \text{ cm}; b_c = 30 \text{ cm}; b_0 = 22 \text{ cm}$$

$$\omega_{wd} = \frac{\rho_w f_{yd}}{f_{cd}}; \rho_w = 2 \min(\rho_{w,x}; \rho_{w,y})$$

$$\rho_{w,x} = \frac{A_{sw,x}}{b_0 s} = \frac{2 \times 0,5}{22 \times 10} = 0,0045; \rho_{w,y} = \frac{A_{sw,y}}{h_0 s} = \frac{9 \times 0,5}{125 \times 10} = 0,0036$$

$$\rho_w = 2 \times 0,0036 = 0,0072 \Rightarrow \omega_{wd} = \frac{0,0072 \times 435}{20} = 0,1566 > 0,08$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6b_0 h_0} = 1 - \frac{16 \times 15^2 + 2 \times 20^2}{6 \times 125 \times 22} = 0,73;$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) = \left(1 - \frac{10}{2 \times 22}\right) \left(1 - \frac{10}{2 \times 125}\right) = 0,742$$

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s = 0,73 \times 0,742 = 0,54$$

$$\alpha \omega_{wd} = 0,65 \times 0,174 = 0,094 > 0,082 \text{ verifica}$$

O confinamento deve ser prolongado horizontalmente no comprimento, l_c , até ao ponto onde o betão não confinado possa destacar-se quando sujeito a grandes extensões de compressão.

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_c}{b_o} = (0,223 + 0,033) \frac{6 \times 0,3}{0,22} = 2,09 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1\alpha\omega_{wd} = 0,0035 + 0,10 \times 0,54 \times 0,082 = 0,0079$$

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) = 2,094 \left(1 - \frac{0,0035}{0,0079}\right) = 1,16 \text{ m}$$

A armadura de confinamento deverá ser prolongada pelo menos ao longo de 1,16 m, sendo que se optou por prolongar até aos 1,25 m pois é o valor da largura que foi admitida para os pilares fictícios.

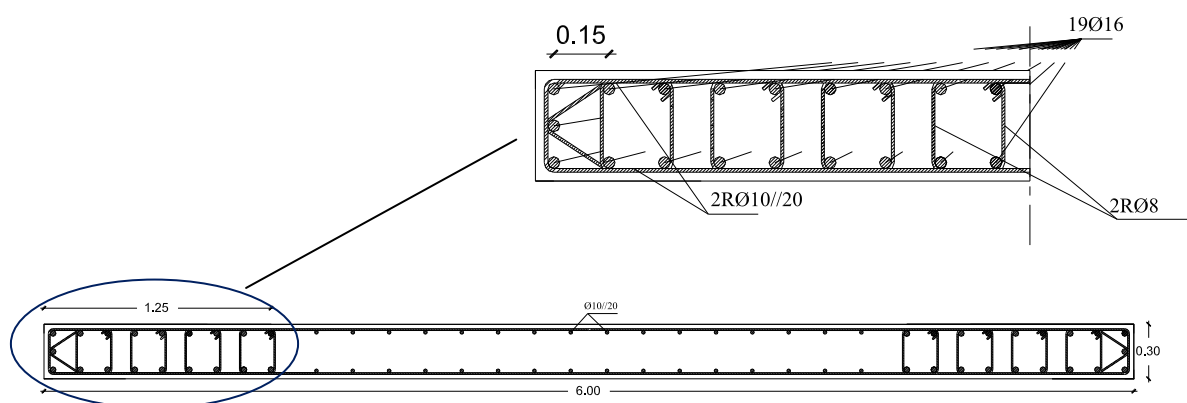


Figura 3.22 - Pormenorização da armadura de PRX

3.7.2 PRY

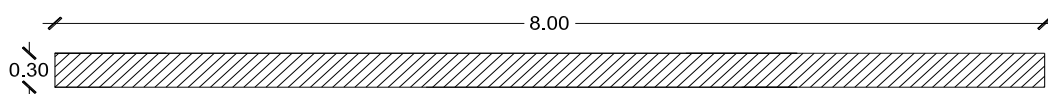


Figura 3.23 - PRY

No Quadro 3.22 vai proceder-se à definição da zona crítica, ou seja, da altura onde se admite que se irá formar a rótula plástica.

Quadro 3.22 - Verificação

| Parâmetros a avaliar | Verificações |
|---|---|
| <p>Constrangimentos Geométricos</p> $b_{wo} \geq \max \left\{ 0,15 \frac{h_s}{20} \right\}$ | $b_{wo} \geq \max \left\{ 0,15 \frac{3}{20} \right\} = 0,15m \quad \text{verifica}$ |
| <p>Definição da Zona Crítica</p> $h_{cr} = \max \left[l_w, \frac{h_w}{6} \right]$ $h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ 2 \times h_s = 6,44, n > 7 \text{ pisos} \end{cases}$ | $h_{cr} = \max \left[6, \frac{36}{6} \right] = 6 \text{ m}$ $h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times 8 = 16 \text{ m} \\ 2 \times 3 = 6 \end{cases} \Rightarrow h_{cr} = 6$ |

3.7.2.1 Análise dos Esforço de Cálculo

Procedeu-se à análise dos esforços de cálculo para os dois tipos de análise. Através da Figura 3.24 é possível verificar que o tipo de ação sísmica mais preponderante é a ação sísmica Tipo 1.

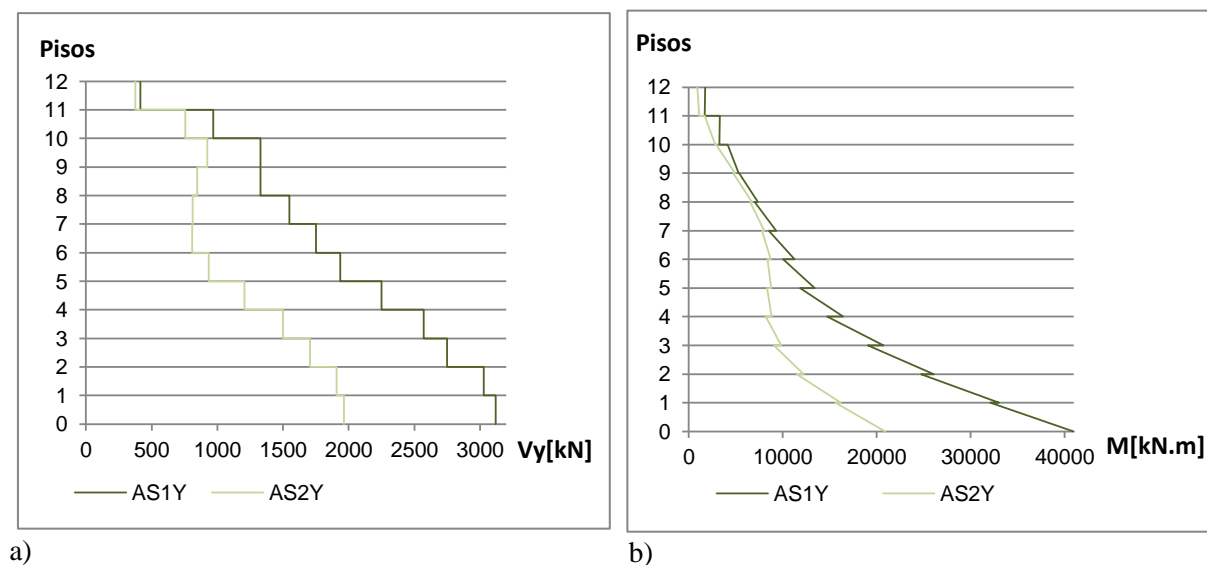


Figura 3.24 - Esforços existentes na PRY: a) Esforço Transverso b) Momento Fletor

O ângulo adotado para as escoras foi o mesmo que na direção X, ou seja, $26,5^\circ$, pois conduz a uma armadura transversal inferior caso se assumisse um ângulo superior. Consequentemente quando é verificada a condição relativa ao esmagamento do betão o valor calculado fica mais longe do limite, $V_{Rd,max}$.

Quadro 3.23 - Determinação do comprimento mínimo

| Parâmetros | Valores utilizados |
|--|--|
| Comprimento mínimo EE $l_c = \max\{0.15l_w; 1.5b_w\}$ | $l_c = \max\{0.15 \times 8; 1.5 \times 0.3\} = 1.2 \text{ m}$ $l_c, \text{admitido} = 1.45 \text{ m}$ |
| $a_l = z \times (\cot\theta - \cot\alpha)/2$ (EC2) $\cot(26,5^\circ) = 2$ | $z = l_w - \frac{l_c \times 2}{2} = 8 - 1.45 = 6.55$ $a_l \cot\theta = 2.0 = 6.55 \text{ m}$ |

Os valores a adotar para o dimensionamento da armadura devem ser majorados de acordo com uma envolvente de cálculo explícito em, §2.5.3.1 para o esforço transverso e §2.5.2.1, para o momento.

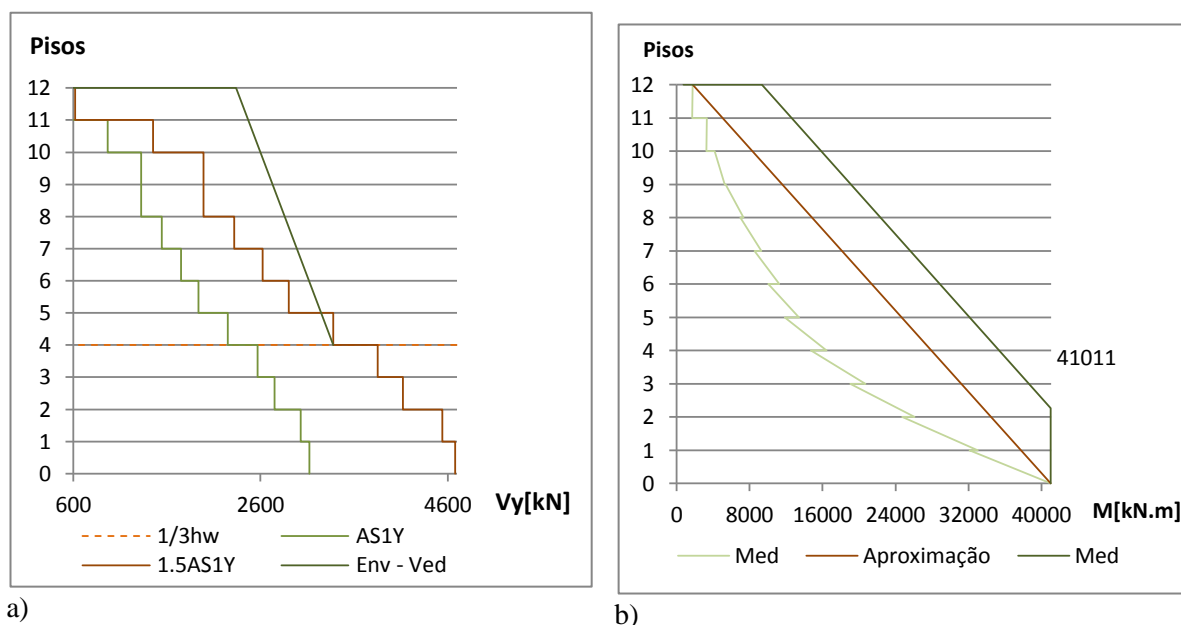


Figura 3.25 - Envelope de cálculo: a): Esforço Transverso; b) Momento

Posteriormente ao cálculo das envolventes já são conhecidos os valores a serem utilizados para que se consiga assegurar as condições de *capacity design*. Na Figura 3.26 são apresentados os valores dos esforços de dimensionamento.

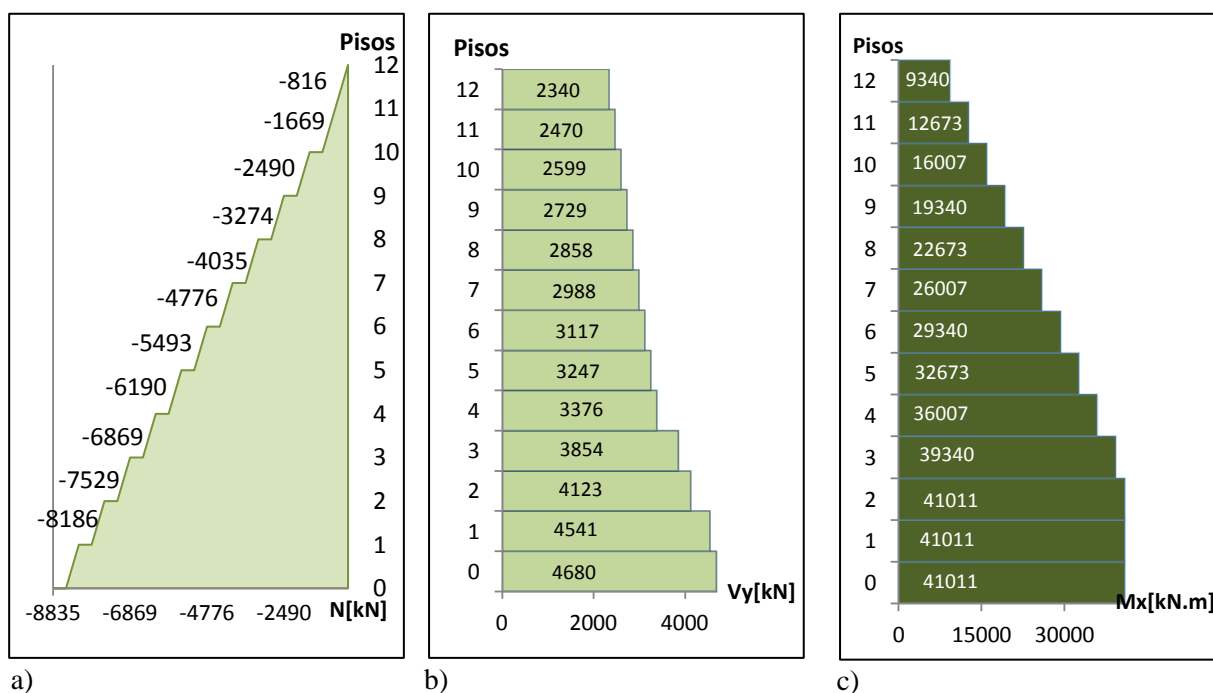


Figura 3.26 - a) Esforço Axial; Envelope: b) Esforço Transverso; c) Momento Fletor

3.7.2.2 Dimensionamento da Armadura

A armadura vai ser dimensionada para a base do edifício pois é onde ocorrem os valores mais elevados.

Quadro 3.24 - Valores na Base de PRY

| Elemento | N_{ed} [kN] | V_{ed} [kN] | M_{ed} [kN.m] |
|----------|---------------|---------------|-----------------|
| PRY | -8835 | 3120 | 41011 |

Cálculo da Armadura Longitudinal

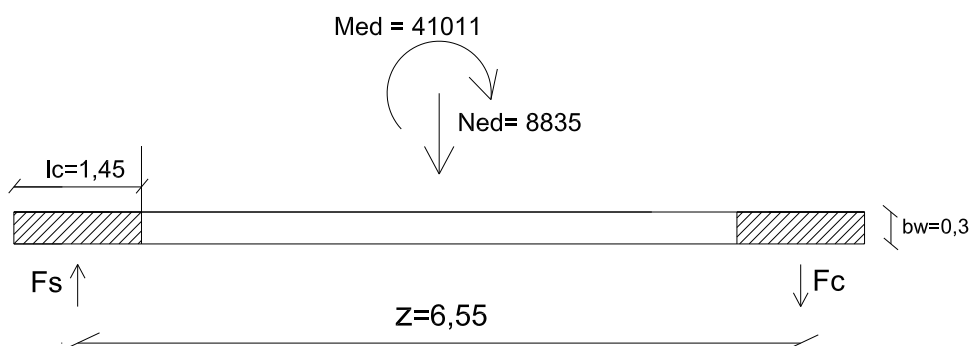


Figura 3.27 - Diagrama de cálculo de PRY

Efetuada o cálculo análogo a PRX, ou seja, considerando o método dos pilares fictícios para o cálculo da armadura adotou-se a armadura explicita no Quadro 3.25.

Quadro 3.25 - Armadura longitudinal referente aos elementos de extremidade

| | N_{ed} [kN] | M_{ed} [kN.m] | A_s [cm ²] | Realização | $A_{s,final}$ [cm ²] |
|----|---------------|-----------------|--------------------------|------------|----------------------------------|
| EE | 8835 | 41011 | 42,3 | 23Ø16 | 46,2 |

Quadro 3.26 - Verificações

| | | | |
|--------------|------|-------|----------|
| v_d | 0,18 | <0,4 | Verifica |
| ρ_{VEE} | 1,06 | >0,5% | Verifica |

Quadro 3.27 - Armadura a dispor na alma

| | $A_{s,min}$ [cm ²] | Realização | $A_{s,final}$ [cm ²] |
|------|--------------------------------|------------|----------------------------------|
| Alma | 30,6 | 48Ø10 | 37,92 |

Quadro 3.28 - Valor da armadura de PRY e respetivo limite

| | Realização | $A_{s,final}$ [cm ²] |
|------|--------------|----------------------------------|
| EE | 23Ø16 | 46,20 |
| EE | 23Ø16 | 46,20 |
| Alma | 48Ø10 | 37,92 |
| PRY | 46Ø16+ 48Ø10 | 130,32 |

| Elemento | $A_{s,min}$ [cm ²] | $A_{s,max}$ [cm ²] |
|----------|--------------------------------|--------------------------------|
| PRY | 48 | 960 |

Cálculo da Armadura transversal

Efetuada os cálculos expostos em §2.5.3.2 da presente dissertação, da equação 2.37 e 2.39 chegamos aos seguintes valores:

Quadro 3.29 - Condições a verificar para o esforço transversal

| Verificação | $V_{rd,c,min}$ [kN] | | V_{ed} [kN] | | $V_{rd,max}$ [kN] | Verificação |
|---------------------|---------------------|---|---------------|---|-------------------|-----------------------------|
| Necessário armadura | 1847 | < | 3120 | < | 8617 | Não há esmagamento do betão |

Tendo em consideração as condições expostas em, o dimensionamento para a armadura transversal feito de acordo com a expressão 2.40 definido foi:

Quadro 3.30 - Armadura transversal

| V_{ed} [kN] | $A_{sw/s}$ | Realização |
|---------------|------------|------------|
| 3120 | 5,27 | 2RØ10//20 |

A condição da armadura mínima horizontal a considerar foi verificada de acordo com o quadro 3.19 do presente trabalho.

Armadura de confinamento

Visto que o esforço normal reduzido é superior a 0.15 é necessário calcular armadura de confinamento protagonizado pelo EC8 para que seja possível garantir a ductilidade devida da parede.

A ductilidade local deve ser garantida na zona dos pilares fictícios através de:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + w_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

Cálculo dos parâmetros necessários:

Quadro 3.31 - Parâmetros necessários para verificação de confinamento

| | | |
|-----------------------|----------|-----------------------------------|
| μ_{ϕ} | 5 | } $\alpha \omega_{wd} \geq 0,063$ |
| A_{sv} | 40,29 | |
| w_v | 0,0365 | |
| v_d | 0,184 | |
| $\varepsilon_{sy,d}$ | 0,002175 | |
| $(\omega_{wd})_{min}$ | 0,08 | |
| b_c | 0,3 m | |
| b_0 | 0,22 m | |

Quadro 3.32 - Espaçamento mínimo das cintas

| Parâmetros a adotar | Avaliação |
|--|--|
| <p>Espaçamento mínimo:</p> $s = \min \left\{ \frac{b_o}{2}; 175; 8d_{bl} \right\}$ | $s = \min \left\{ \frac{220}{2}; 175; 8 \times 16 \right\} = \min \{110; 175; 128\} < 110mm$ <p>Valor adotado $\Rightarrow 100mm$</p> |

$$h_0 = 145 \text{ cm}; b_c = 30 \text{ cm}; b_0 = 22 \text{ cm}$$

| | | |
|---------------|--------|---|
| $\rho_{w,x}$ | 0,0045 | $\left. \begin{array}{l} \rho_{w,y} \\ \rho_w \\ \omega_{wd} \\ \alpha_n \\ \alpha_s \\ \alpha \end{array} \right\} \propto \omega_{wd} = 0,623 \times 0,165 = 0,103 > 0,06 \text{ verifica}$ |
| $\rho_{w,y}$ | 0,0038 | |
| ρ_w | 0,0075 | |
| ω_{wd} | 0,165 | |
| α_n | 0,83 | |
| α_s | 0,75 | |
| α | 0,623 | |

Avaliação da posição do eixo neutro em curvatura última após destacamento do betão fora do núcleo confinado dos EE:

Quadro 3.33 - Comprimento necessário para confinamento

| | | |
|-----------------------|-------|---|
| x_u | 2,4 | $\left. \begin{array}{l} x_u \\ \varepsilon_{cu2,c} \end{array} \right\} l_c = 1,42m$ |
| $\varepsilon_{cu2,c}$ | 0,008 | |

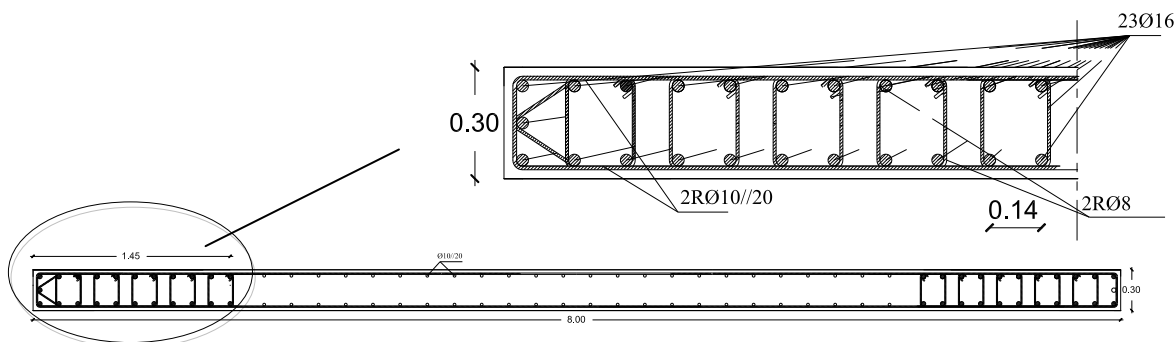


Figura 3.28 - Pormenorização da armadura de PRY

4

MODELO DE PAREDES ACOPLADAS

4.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo pretende-se estudar o comportamento do modelo estrutural composto por sistemas de paredes acopladas.

4.2 DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

A estrutura do presente modelo tem como base similar o modelo de paredes dúcteis simples, estudado no capítulo 3. A única diferença encontra-se no contraventamento, uma vez que neste presente modelo, os elementos primários são compostos por sistemas de paredes acopladas. Esta semelhança ocorre, para que o efeito sísmico não seja diferente, visto que se tem por base o objetivo de comparar *à posteriori* os dois modelos.

Neste modelo pretende-se estudar o contributo da colocação da viga de acoplamento de ligação entre as paredes e o efeito que ocorre devido á diferença de comprimento destas. Deste modo, e como fundamentado em §2.6 foram consideradas duas soluções distintas de sistema de acoplamento.

Na direção X optou-se por um sistema de acoplamento com travessa longa, uma vez que a relação comprimento/altura (l/h) é superior a 3. Em virtude de a travessa ser longa, é suficientemente flexível para que, na ocorrência de um sismo, haja a formação de rótulas plásticas, ou seja, a dissipação de energia resultante da formação destas rótulas será distribuída em altura.

Na direção Y foi adotado um sistema de acoplamento com travessa curta, no qual não há condições para a formação de rótulas plásticas. A dissipação de energia é assegurada através do sistema de escoras e tirantes, armadura essa que é dimensionada consoante o descrito no EC8.

Estas diferentes considerações encaminham o dimensionamento da armadura para diferentes soluções, como foi sustentado em 2.6 da presente dissertação e será discutido mais adiante.

Por uma questão de simplificação, nesta dissertação foram adotadas as designações:

- SAX e SAY para os sistemas de acoplamento na direção X e Y, respetivamente;
- PAX e PAY para as paredes que constituem o sistema de acoplamento da direção X e Y, respetivamente;
- VAX e VAY correspondendo à viga de acoplamento sujeita a maiores esforços na direção X e Y, respetivamente.

No Quadro 4.1 são expostas as dimensões admitidas para cada parede do sistema de acoplamento, no qual ocorre uma redução da espessura da parede a partir do piso 2 até ao piso 12. É de salientar que as

duas paredes, que integram cada sistema de acoplamento, têm a mesma dimensão. A distância (d_{pa}) corresponde à distância que existe entre as paredes de acoplamento.

Quadro 4.1 - Dimensão das paredes PAX e PAY e respetivas distâncias

| PAX | | | | PAY | | | |
|-------|--------|--------|--------------|-------|--------|--------|--------------|
| Pisos | bw [m] | lw [m] | d_{pa} [m] | Pisos | bw [m] | lw [m] | d_{pa} [m] |
| 0-2 | 0,4 | 4,0 | 3,5 | 0-2 | 0,4 | 4,5 | 2,1 |
| 2-12 | 0,35 | | | 2-12 | 0,35 | | |

A dimensão da secção transversal da viga de acoplamento tem influência no que concerne ao efeito de acoplamento que é induzido. Quanto maior for a altura da secção maior será a contribuição para a redução do momento existente na parede, contudo do ponto de vista de construção não é viável ter alturas elevadas. No Quadro 4.2 são referidas as dimensões admitidas para o presente modelo de estudo.

Quadro 4.2 - Dimensão da secção transversal das vigas de acoplamento

| | bw [m] | hw [m] |
|-------|--------|--------|
| Vigas | 0,3 | 0,8 |

Na Figura 4.1 é possível observar a diferença estrutural que existe nos dois sistemas de acoplamento.

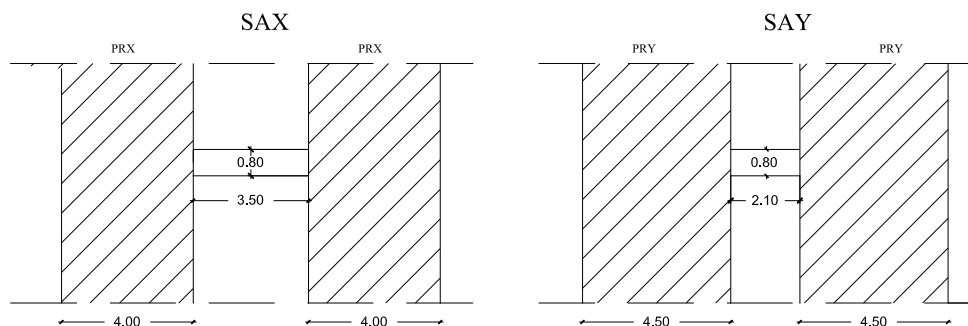


Figura 4.1 - Pormenorização do sistema de acoplamento em cada direção

Importa salientar que para o dimensionamento tanto de SAX e o SAY houve condicionantes que impuseram algumas limitações:

- A limitação do esforço axial reduzido ser inferior a 0,4;
- Condição de que seja garantido, que pelo menos 85% da rigidez é garantida pelos elementos primários.

Foram estudadas várias soluções com diferentes dimensões das paredes e das vigas de acoplamento, pois a limitação relativa ao esforço axial reduzido revelou-se muito condicionante, não sendo fácil definir uma solução equilibrada em termos de rigidez e que satisfizesse esta condição. Esta dificuldade foi ainda mais acentuada no caso da travessa curta, no qual o efeito de binário é mais importante refletindo-se numa maior variação do esforço axial.

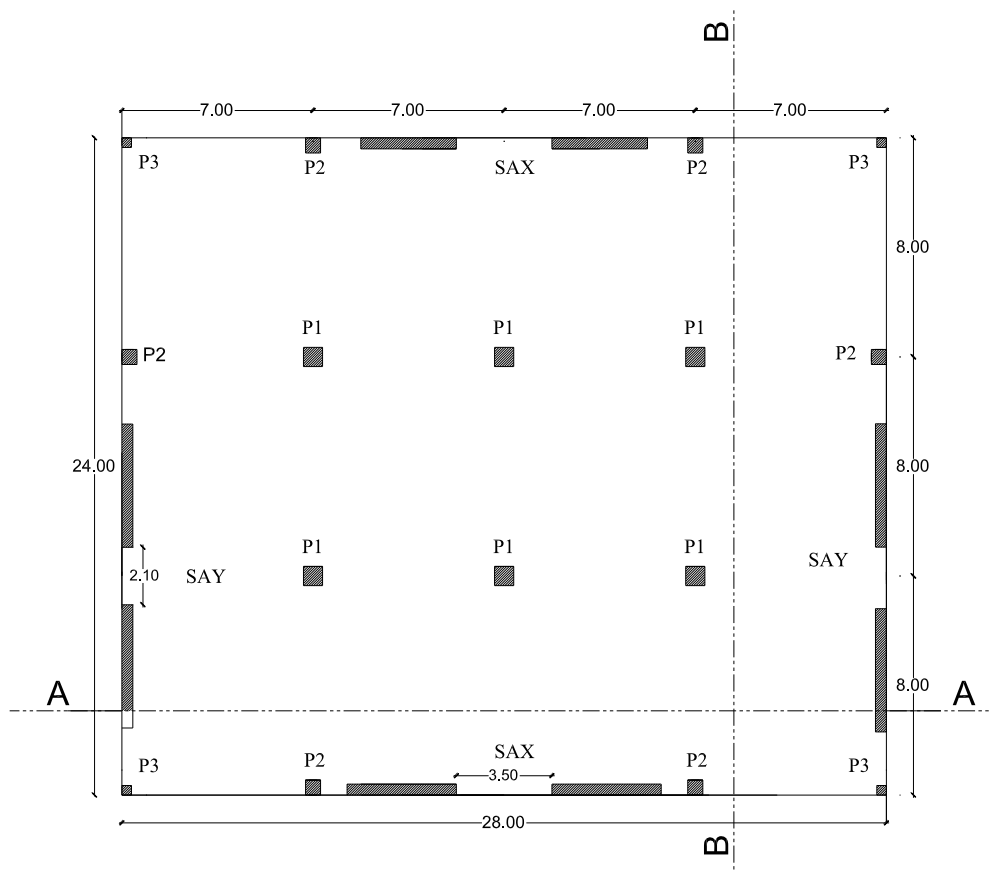


Figura 4.2 - Planta estrutural

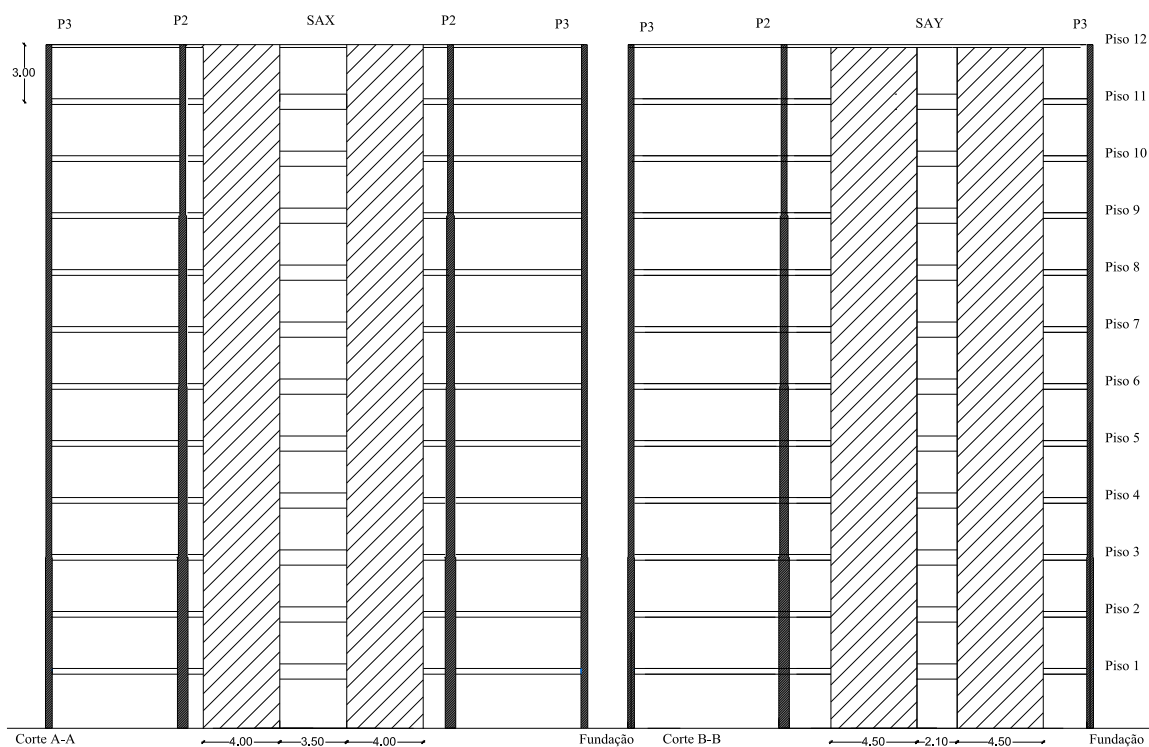


Figura 4.3 - Fachada do edifício: Corte A-A - Direção X; Corte B-B - Direção Y

4.3 MATERIAIS

Os materiais utilizados mantêm-se idênticos aos mencionados no Capítulo 3, ou seja, a estrutura é constituída por Betão C30/37 e A500. As características podem ser observadas no Quadro 3.3 da presente dissertação.

4.4 AÇÕES

4.4.1 AÇÕES GRAVÍTICAS E AÇÃO DO VENTO

As ações gravíticas e a ação do vento correspondem de igual forma às referidas no Capítulo 3. A ação do vento não foi estudada no presente trabalho e as ações gravíticas são referenciadas no Quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Valores das cargas gravíticas

| Carga | Valor | | ψ_2 |
|----------------|-------|-------------------|----------|
| γ_{vol} | 25 | kN/m ² | - |
| RCP | 3 | kN | - |
| SOB | 3 | kN | 0,3 |

4.4.2 AÇÃO SÍSMICA DE PROJETO

Conforme explicito em §2.3.1, a definição da ação sísmica para um edifício localizado em Lisboa e com um terreno tipo C conduzem a que os parâmetros necessários para a avaliação da ação sísmica sejam os expostos no Quadro 4.4.

Quadro 4.4 - Resumo dos parâmetros a utilizar para a definição do espectro de resposta

| Terreno C | S_{max} | S | T_B [s] | T_C [s] | T_D [s] | a_{gR} [m/s ²] |
|-----------|-----------|------|-----------|-----------|-----------|------------------------------|
| Tipo 1 | 1.6 | 1.5 | 0.1 | 0.6 | 2 | 1.5 |
| Tipo 2 | 1.6 | 1.46 | 0.1 | 0.25 | 2 | 1.7 |

O cálculo do espectro de resposta é similar ao cálculo no Modelo A em §3.4.2. O que difere é o valor do coeficiente de comportamento, pois como especificado no Quadro 2.3 o valor a considerar para paredes acopladas é de igual a 3,6.

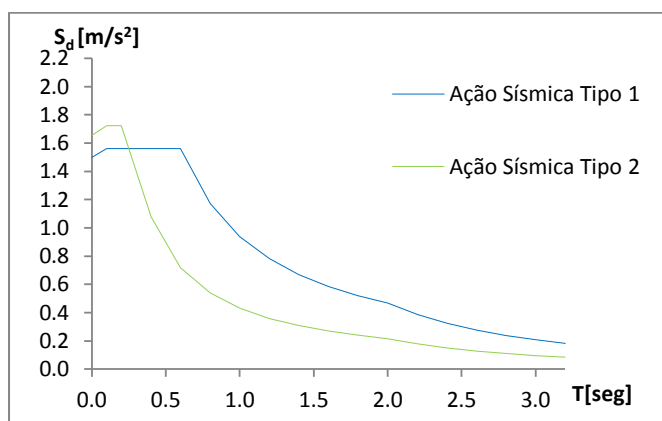


Figura 4.4 - Espectro de resposta de cálculo

4.5 MODELAÇÃO

Para a modelação adequada da estrutura teve-se como suporte os pressupostos admitidos em §3.5 da presente dissertação.

4.6 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DE RESULTADOS

4.6.1 ANÁLISE MODAL

Para que seja satisfeito o § 2.3.4 relativamente à condição de mobilização da massa total do edifício foram analisados 20 modos de vibração.

Como se pode observar no Quadro 4.5, a massa total mobilizada nas duas direções principais, direção X e direção Y, são respetivamente 72,9% e 71,4%.

O primeiro modo de vibração ocorre principalmente na direção X, como no modelo A, conseguindo uma participação da massa na ordem dos 72,9% da massa total e no segundo modo uma mobilização de massa na ordem dos 71,4 na direção Y. Relativamente ao terceiro modo ocorre principalmente por torção com 18,2% da massa total.

Comparativamente aos três primeiros modos de vibração, os restantes modos não possuem uma comparticipação significativa da massa. Desta forma, o estudo da análise modal irá prosseguir tendo em conta apenas os três primeiros modos.

Quadro 4.5 - Análise Modal

| Modos de Vibração | Período [seg] | Frequência [Hz] | UX[%] | UY[%] | RZ[%] |
|-------------------|---------------|-----------------|-------|-------|-------|
| 1 | 1,16 | 0,86 | 72,9 | 0,0 | 22,8 |
| 2 | 0,97 | 1,03 | 0,0 | 71,4 | 30,7 |
| 3 | 0,65 | 1,54 | 0,0 | 0,0 | 18,2 |
| 4 | 0,34 | 2,92 | 13,4 | 0,0 | 4,4 |
| 5 | 0,28 | 3,57 | 0,0 | 15,6 | 6,7 |
| 6 | 0,20 | 4,92 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 7 | 0,20 | 5,03 | 0,0 | 0,0 | 0,1 |
| 8 | 0,19 | 5,18 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 9 | 0,19 | 5,34 | 0,0 | 0,0 | 3,6 |
| 10 | 0,17 | 5,85 | 5,0 | 0,0 | 1,9 |
| 11 | 0,16 | 6,11 | 0,2 | 0,0 | 0,0 |
| 12 | 0,15 | 6,49 | 0,0 | 0,1 | 0,1 |
| 13 | 0,15 | 6,80 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 14 | 0,15 | 6,83 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 15 | 0,14 | 7,07 | 0,0 | 2,8 | 1,2 |
| 16 | 0,14 | 7,09 | 0,0 | 1,8 | 0,8 |
| 17 | 0,14 | 7,16 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 18 | 0,14 | 7,19 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 19 | 0,14 | 7,27 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 20 | 0,14 | 7,27 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| Total | | | 91,6 | 91,9 | 90,4 |

Na Figura 4.5 e 4.6 são demonstrados as diferentes frequências que ocorrem nos modos de vibração principais, e as imagens dos modos de vibração, respetivamente.

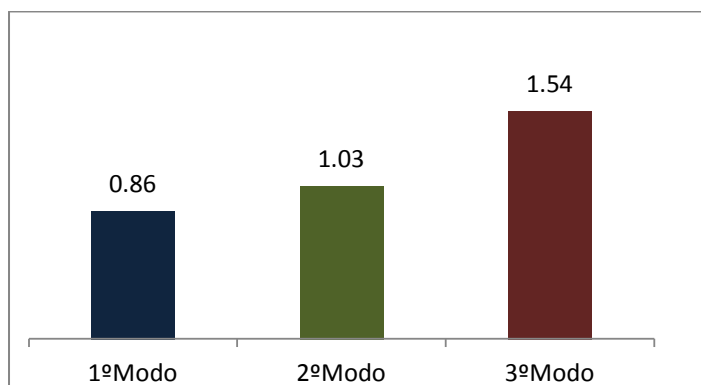


Figura 4.5 - Frequência dos três principais modos de vibração [Hz]

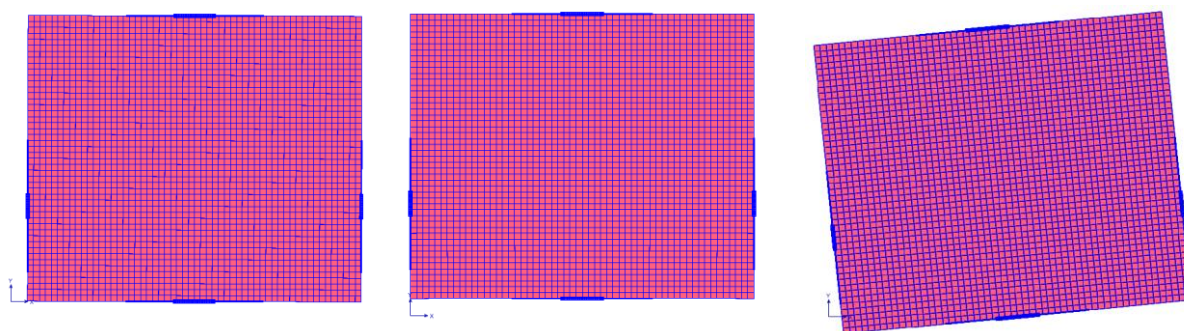


Figura 4.6 - Modos de vibração: $f_1=0,86$ Hz ; $f_2=1,03$ Hz; $f_3=0,54$ Hz

Na Figura 4.7 é ilustrado o espectro de resposta de cálculo, sendo que é demonstrado o valor da aceleração espectral para cada.

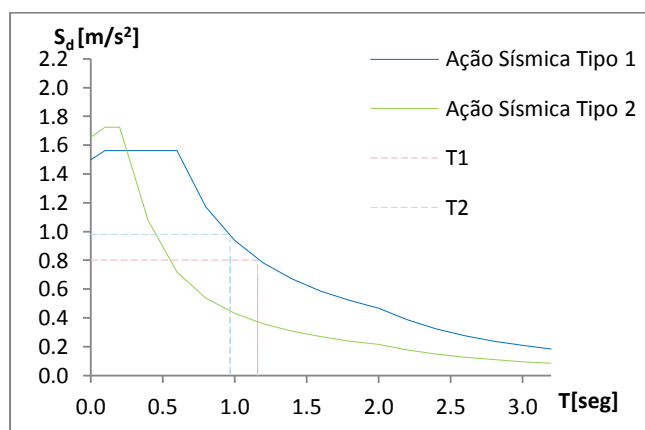


Figura 4.7 - Espectro de Resposta de Cálculo

O valor do corte basal é o esforço que ocorre na base da estrutura devido à ação sísmica. Deste modo este parâmetro é relevante para o dimensionamento sísmico. No Quadro 4.6 observa-se o valor do corte basal e do respetivo momento que ocorre para as diferentes combinações sísmicas. Conclui-se que a ação tipo 1 é a mais preponderante, sendo que as verificações serão feitas para esta ação.

Quadro 4.6 - Corte Basal global da estrutura devido a ação sísmica tipo 1 e 2

| Ação Sísmica | F_x [kN] | M_y [kN.m] | F_y [kN] | M_x [kN.m] |
|--------------|------------|--------------|------------|--------------|
| EX1 | 6894 | 166512 | - | - |
| EX2 | 3766 | 54728 | - | - |
| EY1 | - | - | 7498 | 196180 |
| EY2 | - | - | 4546 | 91010 |

Em que:

EX1 - Ação sísmica tipo 1 na direção X

EY1 - Ação sísmica tipo 1 na direção Y

EX2 - Ação sísmica tipo 2 na direção X

EY2 - Ação sísmica tipo 2 na direção Y

4.6.2 ANÁLISE DOS ESFORÇOS SÍSMICOS

As combinações utilizadas para a determinação dos esforços dos elementos estruturais são designadas de acordo com a expressão 2.16 referente à combinação dos efeitos das componentes da ação sísmica. Estas combinações são equivalentes às mencionadas para o Modelo A, por conseguinte estão especificadas no Quadro 3.7 da presente dissertação.

4.6.3 VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

O EC8 faz algumas exigências no que concerne aos deslocamentos impostos pela ação sísmica. Consequentemente é necessário proceder-se à verificação dos efeitos de 2º ordem e dos deslocamentos que ocorrem entre pisos. Como citado em §2.4.2.2. é necessário garantir que a contribuição dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral da estrutura não seja superior a 15% da contribuição dos elementos primários.

4.6.3.1 Contribuição dos elementos estruturais para o corte basal

Analogamente ao que foi exposto em §3.6.3.1 a verificação relativa à rigidez existente nos elementos primários e secundários é efetuada através do corte basal.

Em seguida apresentam-se os quadros correspondentes ao corte basal e a respetiva percentagem que cada elemento tem em cada direção.

Quadro 4.7 - Contribuição de cada elemento estrutural para o corte basal na Direção X

| | Elementos Primários | | Elementos Secundários | | | Total |
|-------------|---------------------|--------------|-----------------------|-------------|-------------|--------|
| | ΣPAX | ΣPAY | $\Sigma P1$ | $\Sigma P2$ | $\Sigma P3$ | |
| $Fb_{,i}$ | 6166 | 367 | 287 | 55 | 18 | 6894 |
| $\%Fb_{,i}$ | 89,45 | 5,33 | 4,16 | 0,80 | 0,26 | 100,00 |

Quadro 4.8 - Contribuição de cada elemento estrutural para o corte basal na Direção Y

| | Elementos Primários | Elementos Secundários | | | | Total |
|------------------|---------------------|-----------------------|-------------|-------------|-------------|--------|
| | Σ PAY | Σ PAX | Σ P1 | Σ P2 | Σ P3 | |
| Fb _i | 7498 | 290 | 248 | 36 | 23 | 8095 |
| %Fb _i | 92,62 | 4 | 3,07 | 0,44 | 0,28 | 100,00 |

Como se constata no Quadro 4.8 e 4.9 como também na Figura 4.8, o corte basal global é resistido pelos elementos de contraventamento em 89,45% e 92,62% na direção X e na direção Y, respetivamente.

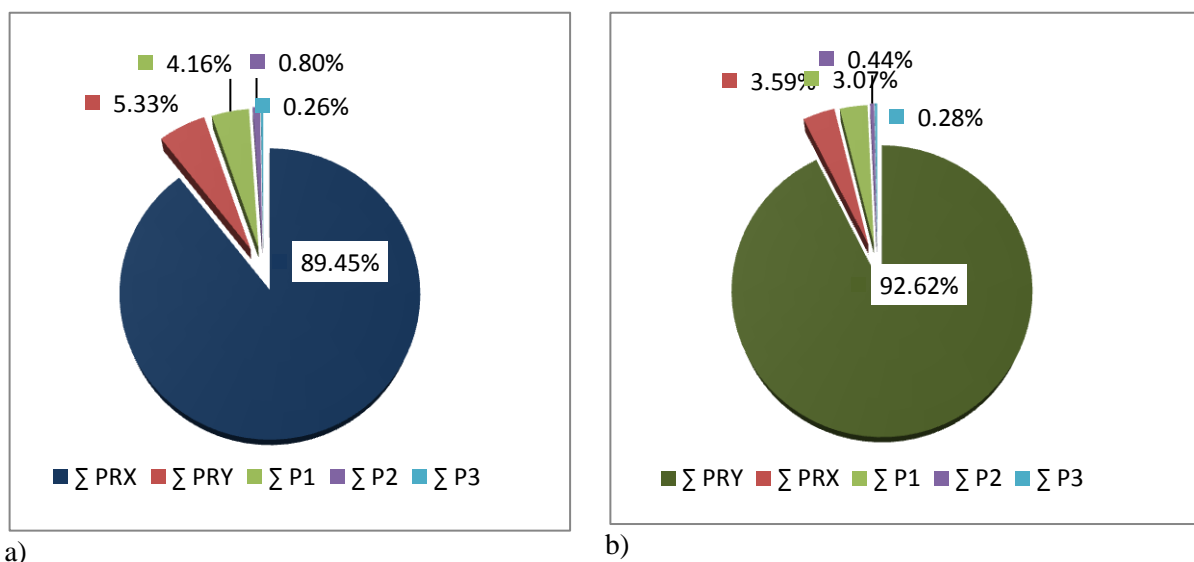


Figura 4.8 - Percentagem do Corte Basal em cada elemento estrutural: a): Direção X; b): Direção Y

Para o cálculo do desvio que ocorre entre os elementos primários e secundários, procede-se à soma dos elementos secundários e separadamente dos elementos primários e em seguida procede-se à sua divisão. Importa salientar que quando o cálculo é efetuado para uma direção, os elementos de contraventamento que têm uma dimensão superior na direção contrária são admitidos como elementos secundários.

$$\Delta = \frac{\Sigma Fb, \text{elementos secundários}}{\Sigma Fb, \text{elementos primários}} \text{ (em cada direção)}$$

Quadro 4.9 - Valor do corte basal para os elementos primários e secundários e desvio na direção X

| | Elementos Primários (PAX) | Elementos Secundários | Δ |
|---------------------|---------------------------|-----------------------|----------|
| Fb _{total} | 6166 | 728 | 11,80% |

Quadro 4.10 - Valor do corte basal para os elementos primários e secundários e desvio na direção Y

| | Elementos Primários (PAY) | Elementos Secundários | Δ |
|---------------|---------------------------|-----------------------|----------|
| $F_{b,total}$ | 7498 | 597 | 7,96% |

Quando esta verificação foi efetuada no modelo A, demonstrou-se que realmente para que a condição de rigidez dos elementos primários fosse garantida, o valor da rigidez existente para cada direção tem de ser próxima. Essa conclusão é novamente sublinhada neste modelo.

4.6.3.2 Deslocamentos

Deslocamento entre pisos

O cálculo dos deslocamentos entre pisos corresponde de igual modo ao efetuado para o Modelo A em §3.6.3.2, sendo que apenas se irá exibir os valores correspondentes. Como se pode observar na Figura 4.10 e 4.12 os deslocamentos que ocorrem entre pisos dentro dos limites pelo EC8.

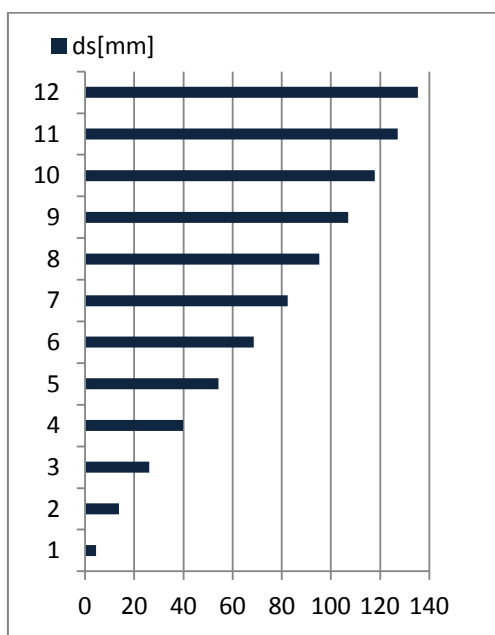


Figura 4.9 - Deslocamento elástico na Direção X

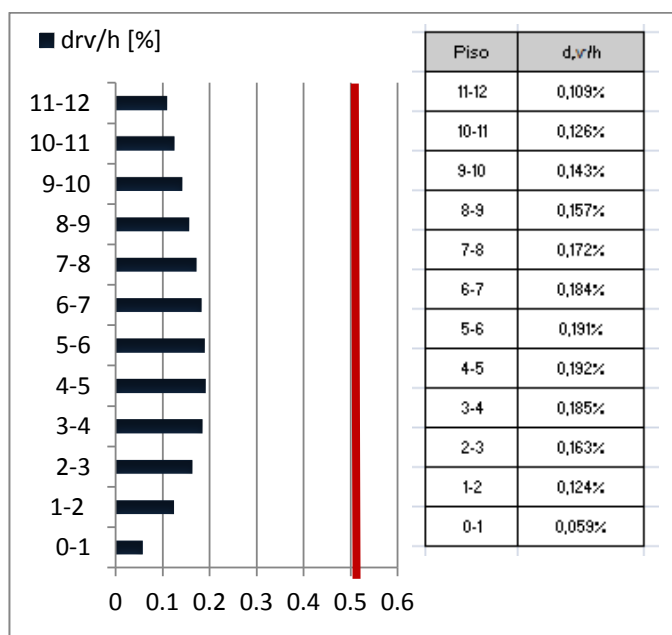


Figura 4.10 - Deslocamento entre pisos na Direção X

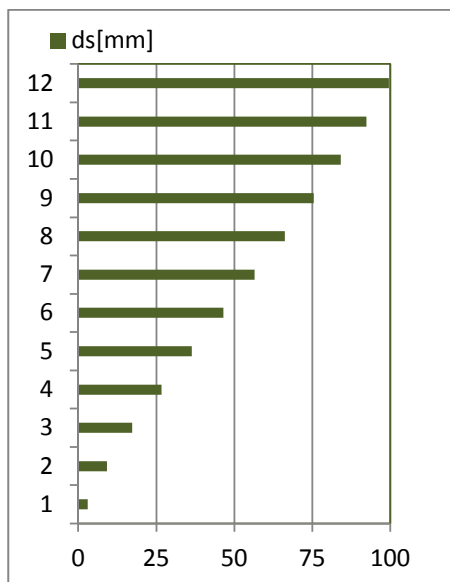


Figura 4.11 - Deslocamento elástico na direção Y

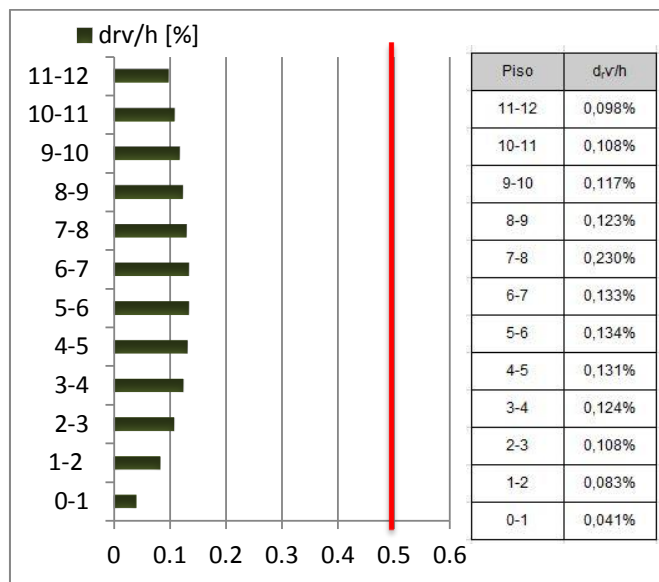


Figura 4.12 - Deslocamento entre pisos na direção Y

Efeitos de Segunda Ordem

Para a análise dos efeitos de 2º ordem teve-se por base o descrito em §2.4.3.1 através da expressão 2.18. Com se pode aferir na Figura 4.13 não é necessário considerar os efeitos de 2º ordem para o dimensionamento pois o valor do coeficiente limitativo entre pisos é sempre inferior ao limitado.

Quadro 4.11 - Efeitos de 2º Ordem nas duas direções

| Piso | P_{tot} [kN] | V_{totx} [kN] | V_{toty} [kN] | d_{rx} [mm] | d_{ry} [mm] | Θ_x | Θ_y |
|-------|-------------------|--------------------|--------------------|------------------|------------------|------------|------------|
| 0-1 | 34688 | 6894 | 8095 | 4,42 | 3,06 | 0,0074 | 0,0044 |
| 1-2 | 32511 | 6826 | 8017 | 9,32 | 6,19 | 0,0148 | 0,0084 |
| 2-3 | 29270 | 6620 | 7790 | 12,3 | 8,09 | 0,0181 | 0,0101 |
| 3-4 | 25500 | 6289 | 7434 | 13,9 | 9,28 | 0,0188 | 0,0106 |
| 4-5 | 21586 | 5907 | 6997 | 14,4 | 9,83 | 0,0176 | 0,0101 |
| 5-6 | 17762 | 5490 | 6500 | 14,3 | 10 | 0,0154 | 0,0091 |
| 6-7 | 14165 | 5024 | 5943 | 13,8 | 10 | 0,0129 | 0,0079 |
| 7-8 | 10881 | 4512 | 5320 | 12,9 | 9,72 | 0,0104 | 0,0066 |
| 8-9 | 7965 | 3953 | 4621 | 11,8 | 9,23 | 0,0079 | 0,0053 |
| 9-10 | 5441 | 3273 | 3793 | 10,7 | 8,78 | 0,0059 | 0,0042 |
| 10-11 | 3314 | 2456 | 2791 | 9,43 | 8,11 | 0,0042 | 0,0032 |
| 11-12 | 1528 | 1444 | 1569 | 8,23 | 7,33 | 0,0029 | 0,0024 |

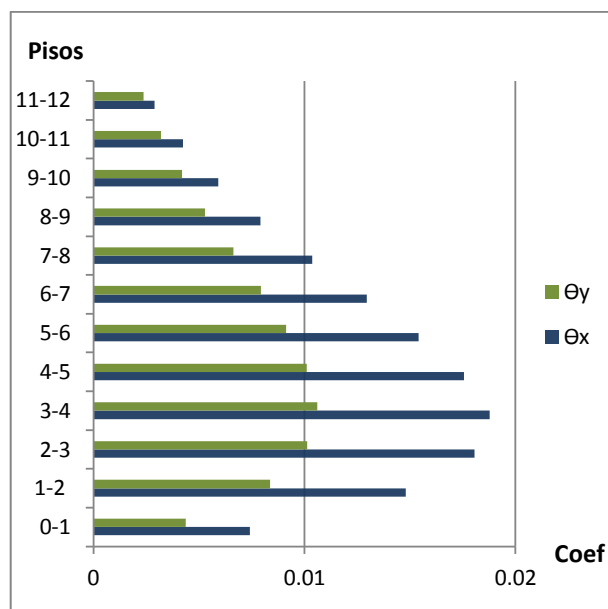


Figura 4.13 - Cálculo do coeficiente para contabilização dos efeitos de 2º ordem

4.7 DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS DE ACOPLAMENTO

4.7.1 PAX

O dimensionamento efetuado para as paredes de acoplamento envolve os mesmos requisitos e condições considerados para as paredes dúcteis no modelo A. Esta consideração advém de PAX e PAY serem também projetadas de modo a possuírem um comportamento dúctil, ou seja, é admitido que se formam rótulas plásticas na base de cada parede.

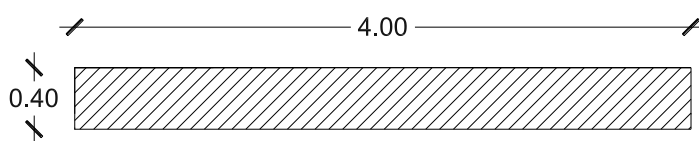


Figura 4.14 - Secção transversal do elemento PAX

Como expresso em §2.5.1 há alguns aspetos a verificar no que concerne às dimensões do contraventamento.

Quadro 4.12 - Verificações

| Parâmetros a avaliar | Verificações |
|--|---|
| Constrangimentos Geométricos $b_{wo} \geq \max \left\{ 0.15 \frac{h_s}{20} \right\}$ | $b_{wo} \geq \max \left\{ 0.15 \frac{3}{20} \right\} = 0,15m \quad \text{verifica}$ |
| Definição da Zona Crítica $h_{cr} = \max \left[l_w, \frac{h_w}{6} \right]$ $h_{cr} \leq \{ 2l_w; 2 \times h_s, n > 7pisos \}$ | $h_{cr} = \max \left[4, \frac{36}{6} \right] = 6m$ $h_{cr} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 4 = 8m \\ 2 \times 3 = 6 \end{array} \right. \quad \text{verifica}$ |

Como mencionado em §2.6 do presente trabalho, para que o sistema de acoplamento possua o comportamento desejado as paredes acopladas têm de garantir, que pelo menos 25% do momento global existente na soma dos dois momentos na base é reduzido quando é adicionada a viga de acoplamento ao sistema. É de notar que devido ao acoplamento que a viga realiza nas duas paredes surge uma transferência de esforços. Quanto mais rígida for a viga, maior será o efeito que esta efetua. Para o controlo da condição imposta pelo EC8 verificou-se a contribuição que o valor do binário exerce sobre as paredes dúcteis tendo em consideração apenas a combinação da ação sísmica referente à expressão 2.14 e 2.15. Na Quadro 4.13 são expostos os esforços resultantes na combinação EX1 e na Figura 4.15 esforços que ocorrem para a situação de acoplamento e não acoplamento.

Quadro 4.13 - Esforços para a combinação EX1

| Elemento | Ned [kN] | Med [kN.m] |
|----------|----------|------------|
| PAX | 4142 | 9263 |

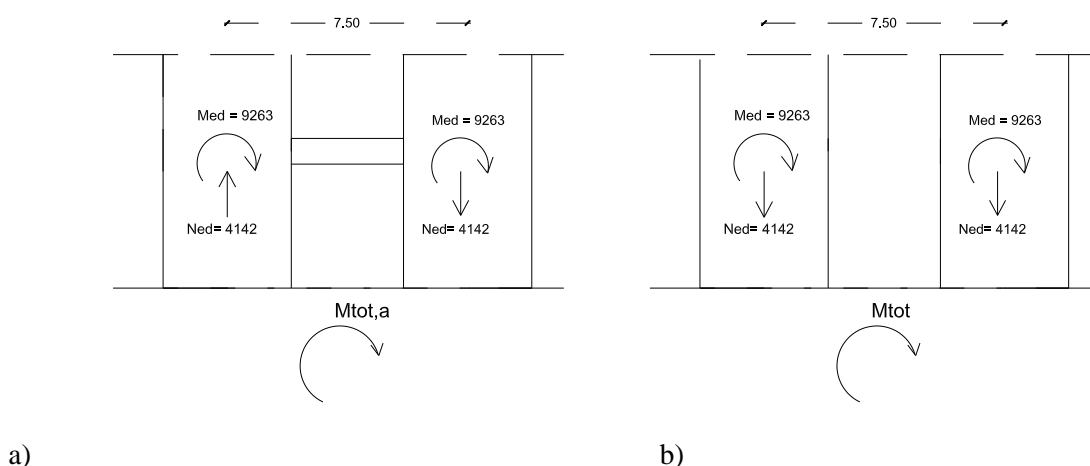


Figura 4.15 - Diagrama de esforços obtidos: a) presença da travessa; b) sem travessa

Como se pode verificar através do cálculo efetuado em baixo, o acoplamento das paredes reduz cerca de 63% os momentos que ocorram se as paredes fossem consideradas individualmente.

$$\left. \begin{aligned} M_{tot,a} &= 2 \times M_{ed} + l \times N_{ed} = 2 \times 9263 + 7,5 \times 4142 = 45909 \\ M_{tot} &= 2 \times M_{ed} = 2 \times 9263 = 18527 \end{aligned} \right\} \text{Redução de momento: } \left(1 - \frac{18527}{45909}\right) 100 = 63\%$$

4.7.1.1 Análise dos Esforços de Cálculo

Em conformidade com as combinações efetuadas no modelo de cálculo e com os valores correspondentes para cada combinação procede-se à avaliação da combinação que conduz a valores mais gravosos. Optou-se por se avaliar as diferentes combinações para a envolvente máxima de cada combinação. É de salientar que como se trata de uma avaliação para o contraventamento na direção X apenas as combinações para as quais a ação sísmica tem uma participação principal na direção X serão os mais elevados. Como é visível na Figura 4.16 a combinação que acarreta os esforços mais elevados é a combinação AS1X, ou seja, os valores desta combinação serão os valores utilizados para o dimensionamento da PAX.

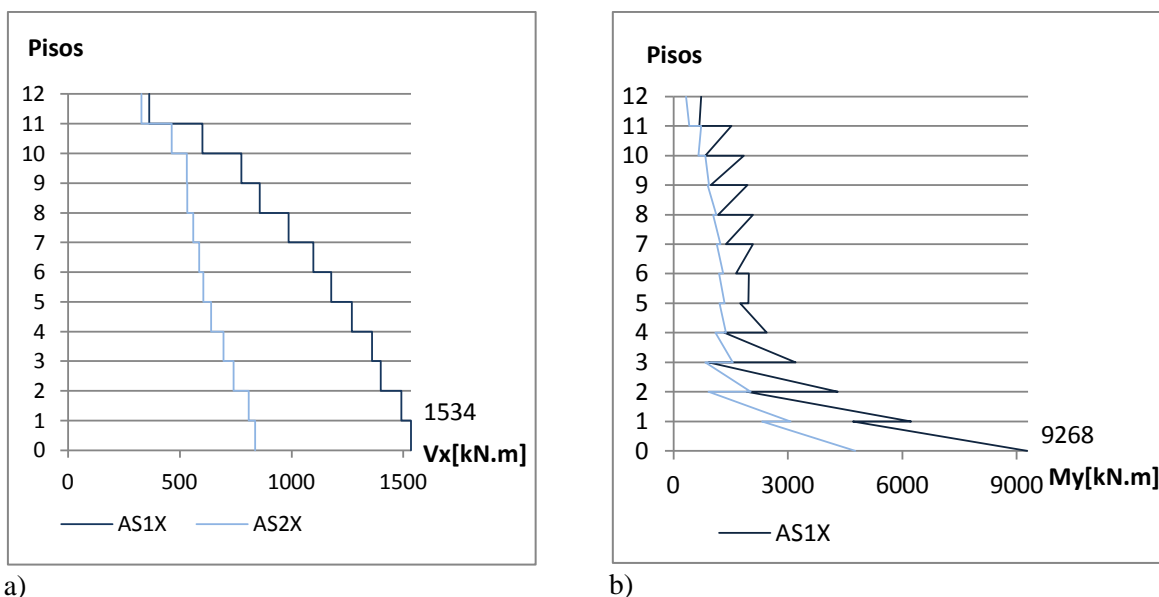


Figura 4.16 - Esforços existentes na PAX: a) Esforço Transverso; b) Momento Fletor

Como mencionado em §2.5.2.1 e em §2.5.3.1 é necessário proceder ao cálculo de uma envolvente para ser assegurado o *capacity design* em todos os pisos. Deste modo, a Figura 4.17 demonstra os resultados obtidos após se ter efetuado os cálculos para a envolvente necessária. O valor do ângulo admitido para as escoras foi $26,5^\circ$ pois traduz valores de armadura de esforço transverso inferiores. No Quadro 4.14 é mencionado e calculado o valor do comprimento mínimo dos elementos de extremidade como também o valor de a_l adotado.

Quadro 4.14 - Determinação do comprimento dos pilares fictícios

| Parâmetros | Valores utilizados |
|--|---|
| Comprimento mínimo EE $l_c = \max\{0,15l_w; 1,5b_w\}$ | $l_c = \max\{0,15 \times 4; 1,5 \times 0,3\} = 0,6 \text{ m}$ $l_{c,admitido} = 1,0 \text{ m}$ |
| $a_l = z \times (\cot\theta - \cot\alpha)/2$ (EC2) $\cot(26,5^\circ) = 2$ | $z = l_w - \frac{l_c \times 2}{2} = 4 - 1 = 3 \text{ m}$ $alcot\theta = 2,0 = 3 \text{ m}$ |

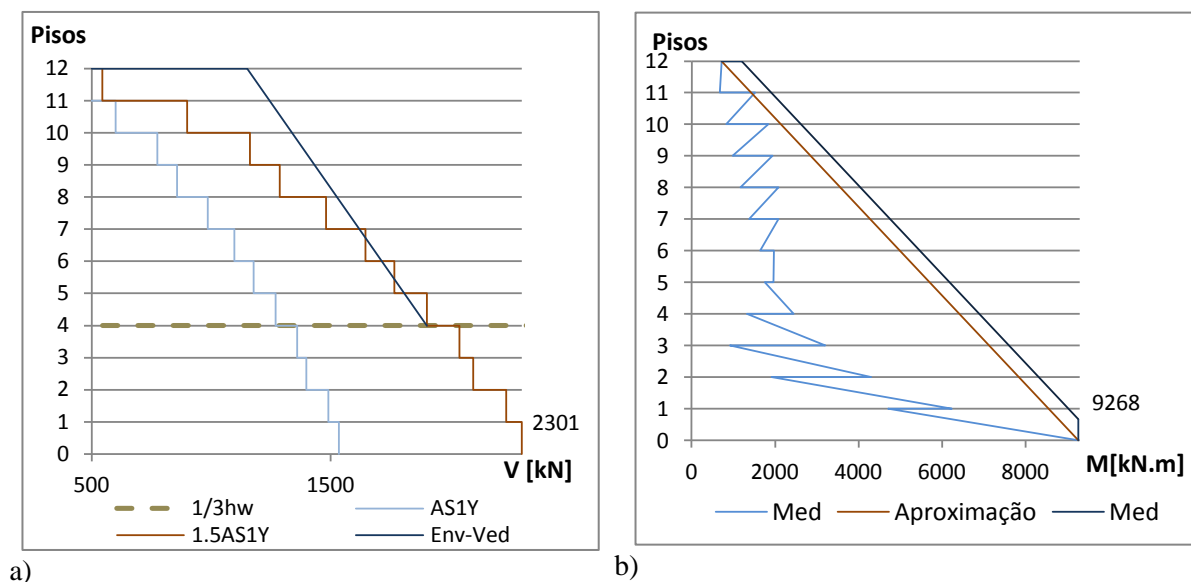


Figura 4.17- Envelope de cálculo: a) Esforço Transverso; b) Momento

Posteriormente ao cálculo das envolventes preconizadas pelo EC8 o valor dos esforços necessários para um adequado dimensionamento sísmico estão obtidos. Deste modo, através da Figura 4.18 é possível aferir os diagramas de esforços que serão utilizados para o dimensionamento.

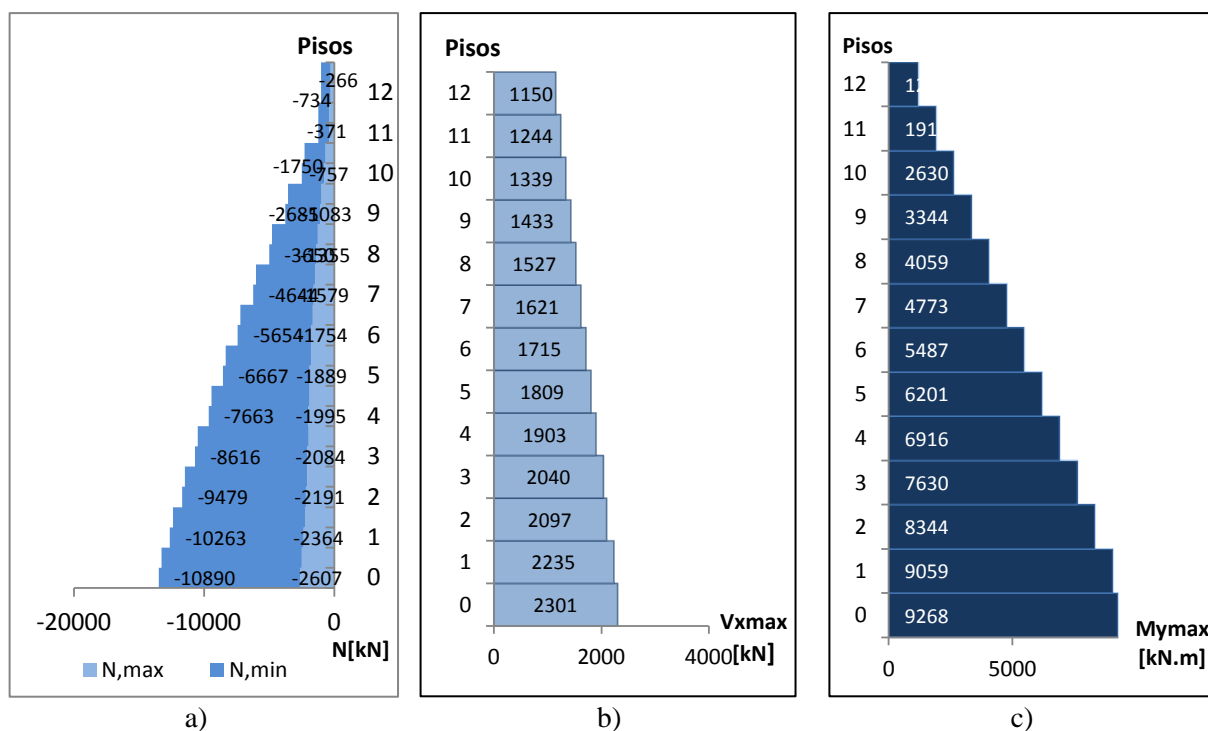


Figura 4.18 - a) Esforço Axial; Envelope: b) Esforço Transverso; c) Momento Fletor

No caso das paredes acopladas é necessário ter em consideração o valor máximo e mínimo do esforço axial. Esta discrepância ocorre devido ao binário que é criado através da viga de acoplamento. Deste modo, deve ser utilizado o valor do esforço axial que conduz a um resultado mais seguro dependendo do cálculo necessário.

Quadro 4.15 - Valores na Base de PAX

| Elemento | Ned [kN] | Envolvente | Ved [kN] | Med [kN.m] |
|----------|----------|------------|----------|------------|
| PAX | -2607 | Max | 2301 | 9268 |
| | -10890 | Min | | |

4.7.1.2 Dimensionamento da armadura

Cálculo da Armadura Longitudinal

Para o dimensionamento da armadura longitudinal deve ser considerada a envolvente que conduz a uma taxa de armadura superior. Assim, e fazendo o cálculo através do método dos pilares fictícios, o conjunto de valores que origina a um valor mais elevado corresponde à envolvente máxima, pois o esforço axial é mínimo.

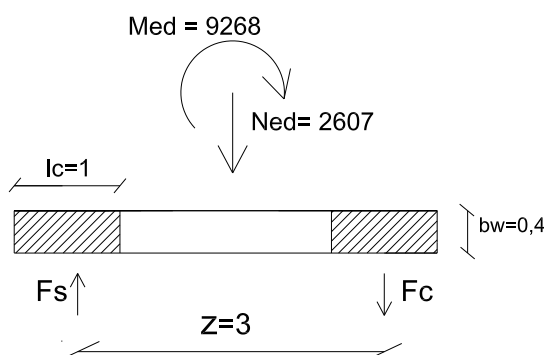


Figura 4.19 - Diagrama de cálculo de PAX

O cálculo da armadura longitudinal é efetuado tendo como base similar o cálculo efetuado em §3.7.1.2.

Quadro 4.16 - Valores de cálculo e armadura adotada pelo método dos pilares fictícios

| | Ned [kN] | Med [kN.m] | As [cm ²] | Realização | As,final [cm ²] |
|----|----------|------------|-----------------------|--------------|-----------------------------|
| EE | -2607 | 9268 | 41,05 | 11Ø20 + 2Ø25 | 44,36 |

Como referido em §2.5.2 há algumas verificações necessárias para garantir um bom dimensionamento. Deste modo no Quadro 4.16 é confirmado que as expressões para a o esforço axial reduzido e a para a taxa de armadura mínima existente nos elementos de extremidade são verificados.

Quadro 4.17 - Verificações primordiais

| | | | |
|--------------|------|-------|----------|
| v_d | 0,34 | <0,4 | Verifica |
| ρ_{VEE} | 1,11 | >0,5% | Verifica |

Para a determinação da taxa de armadura na zona da alma foram considerados os requisitos e expressões utilizados para o Modelo A efetuados no capítulo 3.

Quadro 4.18 - Armadura adotada na zona da alma

| | $A_{s,min} [cm^2]$ | Realização | $A_{s,final} [cm^2]$ |
|------|--------------------|------------|----------------------|
| Alma | 16 | 22Ø10 | 17,38 |

Posteriormente ao cálculo da armadura longitudinal a colocar nos diferentes elementos apresenta-se no Quadro 4.18 as soluções adotadas para cada elemento e o somatório das soluções que conduzem à solução de PAX. No Quadro 4.19 é verificada as condições limitativas expressas nas equações 2.28 e 2.29 da presente dissertação.

Quadro 4.19 - Valor da armadura de PAX e respetivos limites mínimos e máximos

| | Realização | $A_{s,final} [cm^2]$ | Elemento | $A_{s,min} [cm^2]$ | $A_{s,max} [cm^2]$ |
|------|----------------------|----------------------|----------|--------------------|--------------------|
| EE | 11Ø20 + 2Ø25 | 44,36 | PAX | 32 | 640 |
| EE | 11Ø20 + 2Ø25 | 44,36 | | | |
| Alma | 22Ø10 | 17,38 | | | |
| PAX | 22Ø20 + 4Ø25 + 22Ø10 | 106,10 | | | |

Cálculo da armadura transversal

O cálculo da armadura transversal foi efetuado de acordo com §2.5.3.2. Importa referir que este dimensionamento não tem requisitos face ao EC8, sendo encaminhado para o EC2.

Quadro 4.20 - Verificações ao Esforço Transverso

| Verificação | $V_{rd,c,min} [kN]$ | | $V_{ed} [kN]$ | | $V_{rd,max} [kN]$ | Verificação |
|---------------------|---------------------|---|---------------|---|-------------------|-----------------------------|
| Necessário armadura | 770 | < | 2301 | < | 5069 | Não há esmagamento do betão |

Após os aspetos impostos pelo EC2 terem sido verificados é possível prosseguir para o cálculo da armadura transversal, sendo que o Quadro 4.21 ilustra a armadura adotada.

Quadro 4.21 - Esforço transversal e respetiva armadura adotada

| V_{ed} [kN] | $A_{sw/s}$ [cm ² /m] | Realização |
|---------------|---------------------------------|-------------|
| 2301 | 8,82 | 2RØ10//17,5 |

Importa mencionar que as condições expostas no Quadro 2.10 são verificadas.

Armadura de confinamento

A ductilidade local deve ser garantida na zona dos pilares fictícios através de:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + w_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

No Quadro 4.22 são expostos os valores que conduzem ao cálculo da ductilidade. Importa referir que para o presente caso a expressão utilizada corresponde à 2.47 pois o momento de resistência é bastante superior ao atuante [27].

$$M_{ed} = 9268 \text{ kN.m}; M_{rd} = 44,36 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 \times 3 + 10890 \times \frac{3}{2} = 22124 \text{ kN.m}$$

Quadro 4.22 - Valores para o dimensionamento de confinamento (1)

| | | |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------------------|
| μ_{ϕ} | 3,02 | } $\alpha \omega_{wd} \geq 0,055$ |
| A_{sv} | 17,36 cm ² | |
| w_v | 0,024 | |
| v_d | 0,34 | |
| $\varepsilon_{sy,d}$ | 0,002175 | |
| $(\omega_{wd})_{min}$ | 0,08 | |
| b_c | 0,4 m | |
| b_0 | 0,32 m | |

No Quadro 4.23 é efetuado o cálculo do espaçamento mínimo que deverá ocorrer entre as cintas.

Quadro 4.23 - Espaçamento mínimo a adotar entre cintas

| Parâmetros a adotar | Avaliação |
|---|---|
| Espaçamento mínimo: $s = \min\left\{\frac{b_0}{2}; 175; 8d_{bL}\right\}$ | $s = \min\left\{\frac{320}{2}; 175; 8 \times 20\right\} = \min\{160; 175; 160\} < 160\text{mm}$ Valor adotado $\rightarrow 160\text{mm}$ |

Optou-se por se colocar 6RØ10

$$h_0 = 100 \text{ cm}; b_c = 40 \text{ cm}; b_0 = 32\text{cm}$$

Quadro 4.24 - Valores para o dimensionamento de confinamento (2)

| | | |
|---------------|---------|--|
| $\rho_{w,x}$ | 0,00309 | } $\alpha \omega_{wd} = 0,538 \times 0,1289 = 0,069 > 0,055$ <i>verifica</i> |
| $\rho_{w,y}$ | 0,00296 | |
| ρ_w | 0,00593 | |
| ω_{wd} | 0,1289 | |
| α_n | 0,78 | |
| α_s | 0,69 | |
| α | 0,538 | |

Isto que o valor necessário para considerar ductilidade local é inferior ao calculado, a armadura de confinamento não é necessária calcular devido a ductilidade local.

O comprimento de confinamento necessário considerar está de acordo com o admitido inicialmente.

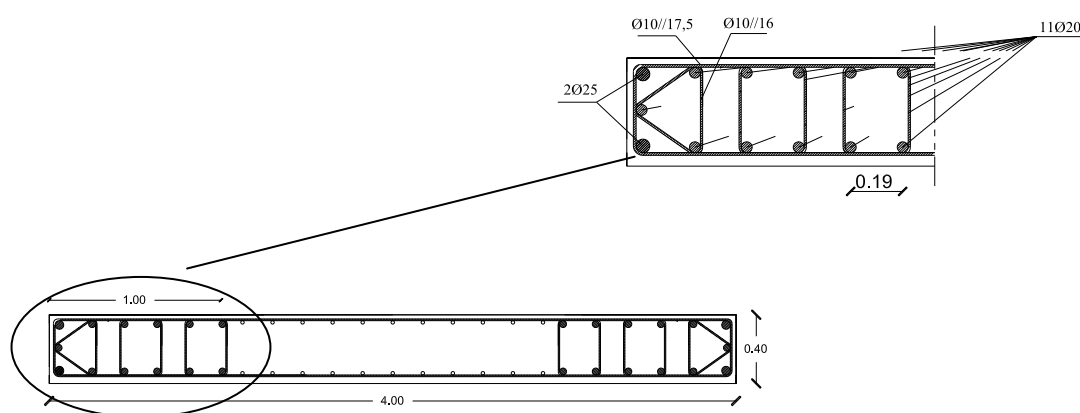


Figura 4.20 - Pormenorização da armadura de PAX

4.7.2 VIGA DE ACOPLAMENTO

De acordo com as disposições no Quadro 2.8 é necessário definir a comprimento crítico, ou seja, comprimento onde se considera que se irá formar a rótulas plásticas.

Quadro 4.25 - Verificação da espessura e definição da largura crítica

| Parâmetros | Verificação |
|---|---|
| Constrangimentos Geométricos $b_w \geq \min\{b_c; h_w\}$ | $b_w = 0,3 \leq \min\{0,4; 0,8\}$ <i>verifica</i> |
| Definição da largura Crítica $l_{cr} = h_w$ | $l_{cr} = 0,8$ |

Quadro 4.26 - Valores das dimensões

| b_w | l_{cl} | h_w | l_{cr} | d |
|-------|----------|-------|----------|------|
| 0,3 | 3,5 | 0,8 | 0,8 | 0,75 |

Como se pode observar através da Figura 4.21, os valores mais elevados relativamente ao esforço transversal e momento ocorrem no piso 4, sendo que o dimensionamento irá ser direccionado apenas para os valores correspondentes à viga no piso 4.

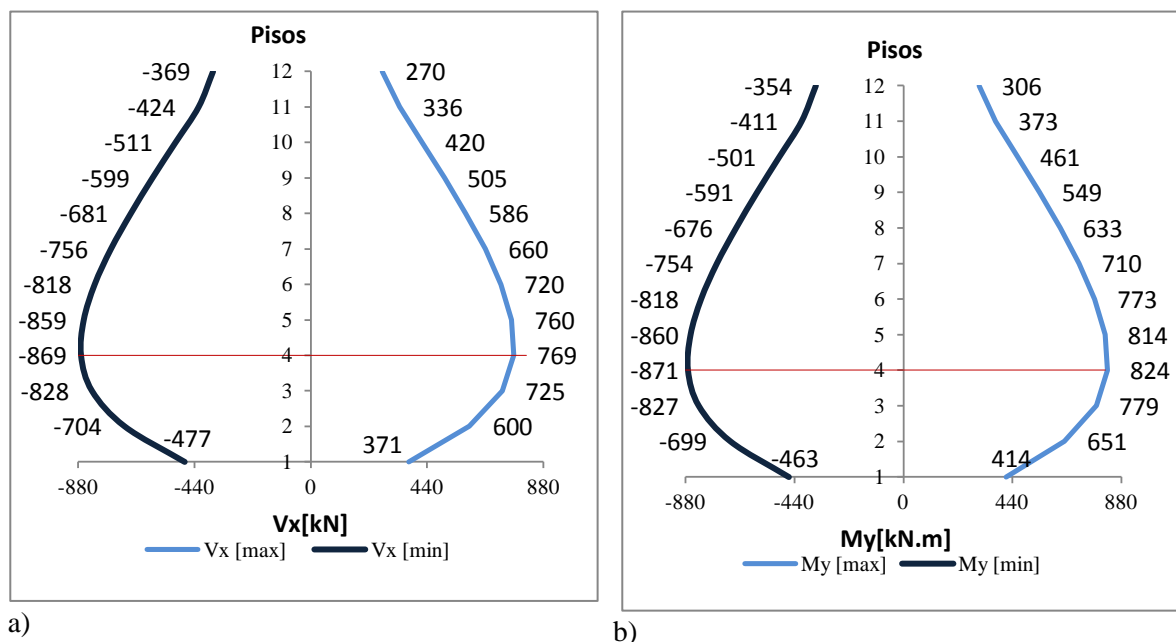


Figura 4.21- Esforços existentes na combinação AS1X: a) Esforço Transverso; b) Momento

Armadura Longitudinal

O dimensionamento da armadura longitudinal foi efetuado para flexão simples para secções retangulares duplamente armadas, no sentido em que o sismo pode ocorrer em ambas as direções, podendo deste modo ocorrer troca de sinal nas combinações.

Como se pode observar na Figura 4.22, o valor do momento mais elevado ocorre para a combinação mínima onde atinge um valor máximo de $M_y=871$ kN nas duas extremidades da viga.

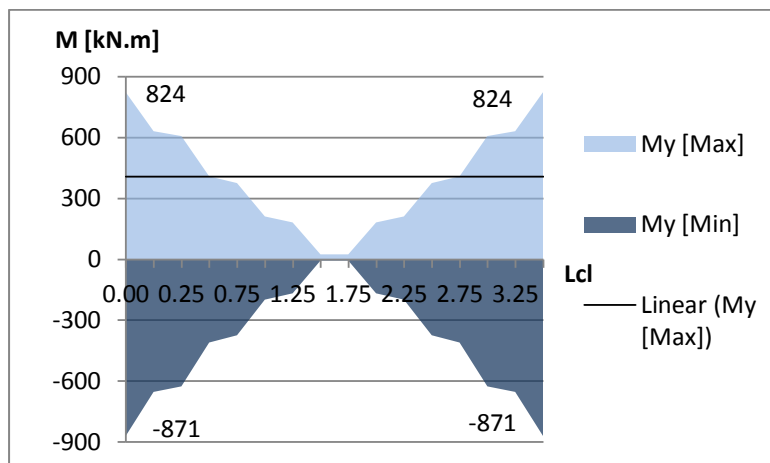


Figura 4.22 - Diagrama de momentos na VAX

$$\mu = \frac{M_{ed}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{871}{0,3 \cdot 0,75^2 \cdot 20 \times 10^3} = 0,258 \Rightarrow w = 0,28$$

$$A_s = w \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,28 \cdot 0,3 \cdot 0,75 \cdot \frac{20}{435} \cdot 10^4 = 28,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\emptyset 25 (29,45 \text{ cm}^2)$$

As condições que necessitam de verificação estão mencionadas no Quadro 2.14 sendo que no Quadro 4.27 é exposto essas mesmas verificações.

Quadro 4.27 - Verificações

| Elemento | $A_{s,min} [\text{cm}^2]$ | $A_{s,final} [\text{cm}^2]$ | $A_{s,max} [\text{cm}^2]$ | | $\rho_{min} \%$ | $\rho \%$ | |
|----------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|----------|-----------------|-----------|----------|
| VAX | 2,93 | 29,45 | 96 | Verifica | 0,29 | 1,30 | Verifica |

$$w_{Rd} = \frac{A_{s,adotado}}{b_w \cdot d} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{29,45 \times 10^{-4}}{0,3 \cdot 0,75} \cdot \frac{435}{20} = 0,2846 \Rightarrow \mu = 0,26$$

$$\Rightarrow M_{Rd} = 0,26 \cdot 0,3 \cdot 0,75^2 \cdot 20 \times 10^3 = 877,5 \text{ kN.m}$$

Esforço Transverso

Como explicito em 2.6, devido à formação de rótulas plásticas se formarem nas vigas, o dimensionamento deverá ser feito para a capacidade real da viga, ou seja, considerando o valor resistente momento para o qual a viga foi dimensionada.

Quadro 4.28 - Esforços atuantes para a combinação EX1 e combinação quase permanente

| | Sismo EX1 | $g+\Psi_2q$ |
|---------------------|-----------|-------------|
| $M_y [\text{kN.m}]$ | 847 | -23 |
| $V_x [\text{kN}]$ | 819 | 50 |

Relativamente ao dimensionamento do esforço transversal EC8 indica duas soluções dependendo do esforço existente ou da relação de comprimento/altura.

$$V_{ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \leq \frac{2 \times 10^3}{1,5} \cdot 0,3 \cdot 0,75 = 300 \text{ kN}$$

$$\frac{l}{h} \geq 3 = \frac{3,5}{0,8} = 4,4 > 3$$

É necessário calcular um valor para o dimensionamento do esforço transversal como explicito na Figura 2.16 da presente dissertação.

$$V_{g+\psi 2q} = \frac{50 \cdot 3,5^2}{2} = 308,7 \text{ kN}$$

$$V_{1,d} = 308,7 + \frac{877,5 \cdot 2}{3,5} = 810 \text{ kN} = V_{2,d}$$

Como o valor dos esforços são iguais nas duas extremidades o valor dos esforços transversal também é igual.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{810 \cdot 10^4}{0,68 \cdot 435 \times 10^3} = 27,4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 4R\emptyset 12//15 \rightarrow \text{para } l_{cr}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{431 \cdot 10^4}{0,68 \cdot 435 \times 10^3} = 14,57 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2R\emptyset 12//15 \rightarrow \text{fora } l_{cr}$$

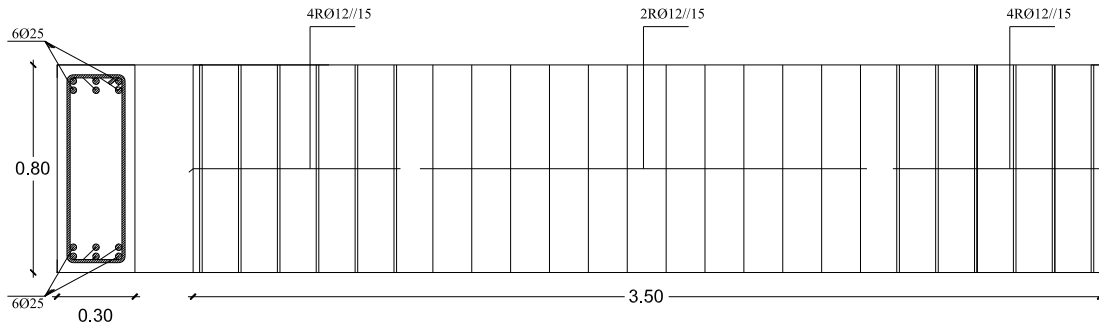


Figura 4.23 - Pormenorização da armadura de VAX

4.7.3 PAY

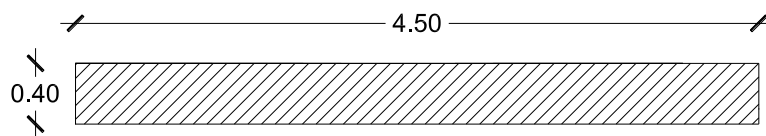


Figura 4.24 - Secção Transversal do elemento PAY

Quadro 4.29 - Verificações

| Parâmetros a avaliar | Verificações |
|---|--|
| Constrainimentos Geométricos $b_{wo} \geq \max \left\{ 0,15 \frac{h_s}{20} \right\}$ | $b_{wo} \geq \max \left\{ 0,15 \frac{3}{20} \right\} = 0,15m \quad \text{verifica}$ |
| Definição da Zona Crítica $h_{cr} = \max \left[l_w, \frac{h_w}{6} \right]$ $h_{cr} \leq \{ 2l_w; 2 \times h_s, n > 7\text{pisos} \}$ | $h_{cr} = \max \left[4, \frac{36}{6} \right] = 6m$ $h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \times 4,5 = 9m \\ 2 \times 3 = 6 \end{cases} \quad \text{verifica}$ |

Com base similar ao cálculo para a travessa na direção X em 4.7.1 é necessário garantir que o momento global do SAY tem uma redução de momento de pelo menos 20%. Deste modo, no Quadro 4.30 são expostos os valores relativos à combinação sísmica EY1 e o momento que ocorre na presença da travessa e sem esta.

Quadro 4.30 - Redução de momento devido à travessa

| Elemento | N _{ed} [kN] | M _{ed} [kN.m] | l | M _{tot,a} [kN.m] | M _{tot} [kN.m] | Redução de momento |
|----------|----------------------|------------------------|-----|---------------------------|-------------------------|--------------------|
| PAY | 7822 | 10169 | 6,6 | 71963,2 | 20338 | 72% |

4.7.3.1 Análise dos Esforços de Cálculo

A análise de esforços de cálculo é efetuada com base na análise feita em 4.6.3.1 da presente dissertação.

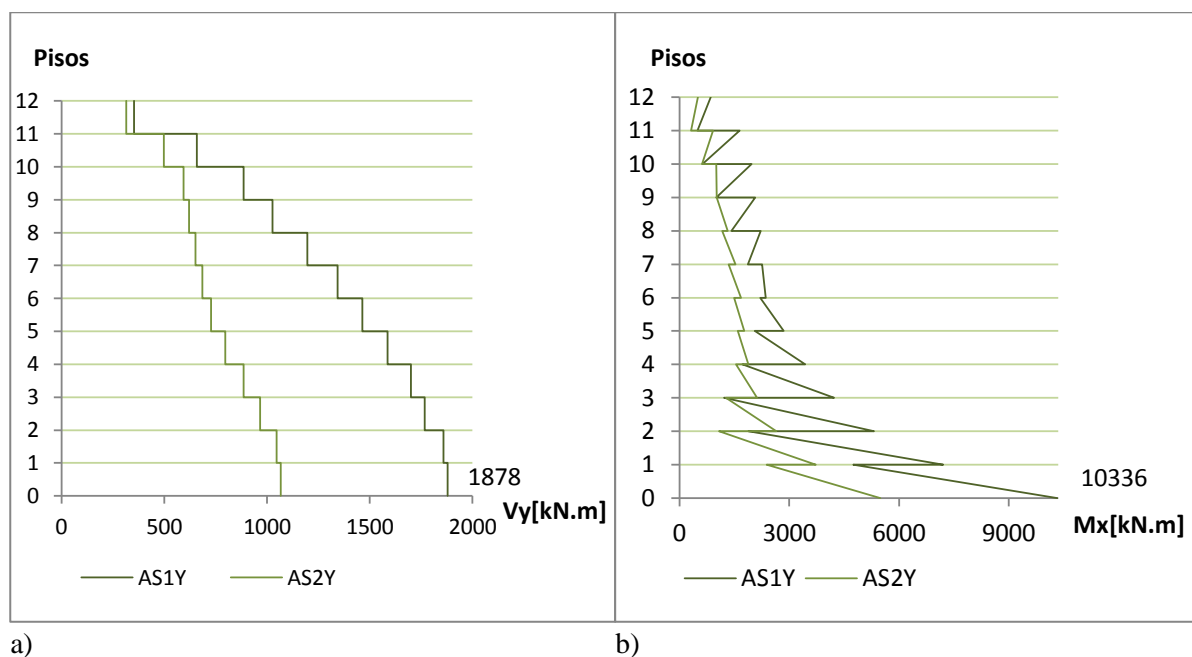
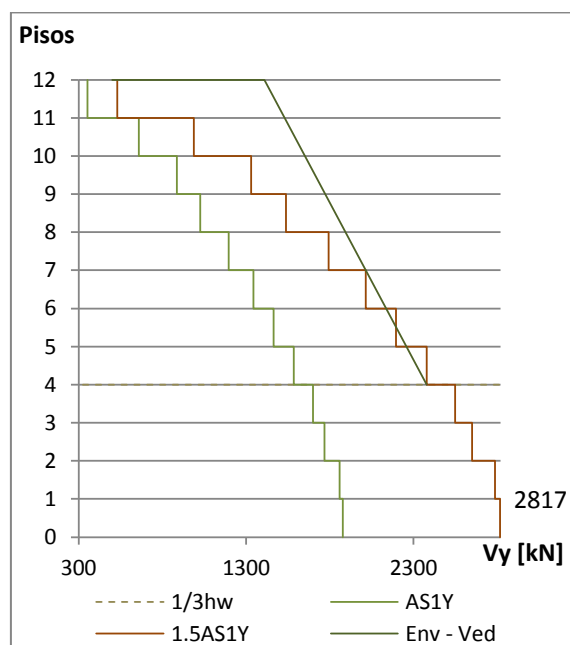


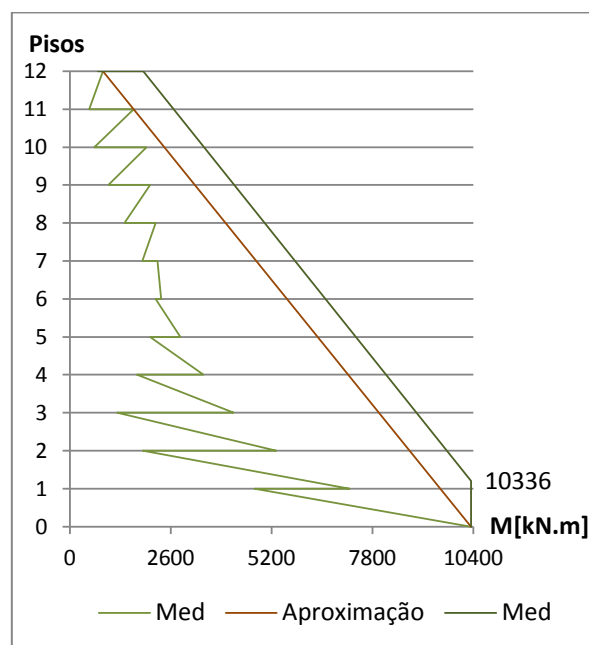
Figura.4.25- Esforços existentes na PRY: a) Esforço Transverso; b): Momento Fletor

Quadro 4.31 - Determinação do comprimento dos pilares fictícios

| Parâmetros | Valores utilizados |
|--|---|
| Comprimento mínimo EE $l_c = \max\{0.15l_w; 1.5b_w\}$ | $l_c = \max\{0.15 \times 4,5; 1,5 \times 0,3\} = 0,7m$ $l_{c,admitido} = 1,10m$ |
| $a_l = z \times (\cot\theta - \cot\alpha)/2$ (EC2) $\cot(26,5^\circ) = 2$ | $z = l_w - \frac{l_c \times 2}{2} = 4,5 - 1 = 3,4 m$ $al \cot\theta = 2.0 = 3,4 m$ |



a)



b)

Figura 4.26 - Envoltura de cálculo: a) Esforço Transverso; b) Momento

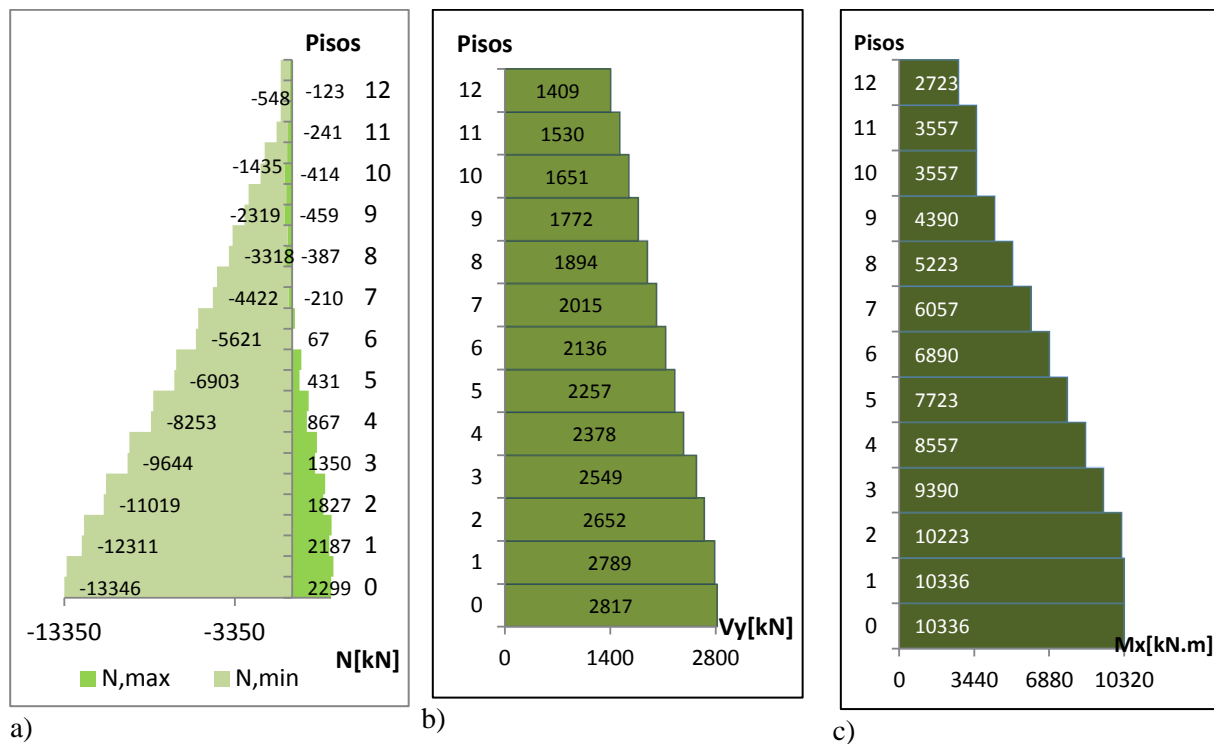


Figura 4.27 - a) Esforço Axial; Envolvente b) Esforço Transverso; c) Momento Fletor

Quadro 4.32 - Esforços de cálculo

| Elemento | Ned [kN] | Envolvente | Ved [kN] | Med [kN.m] |
|----------|----------|------------|----------|------------|
| PAY | 2299 | Max | 2817 | 10336 |
| | -13346 | Min | | |

4.7.3.2 Dimensionamento da armadura

Cálculo da Armadura Longitudinal

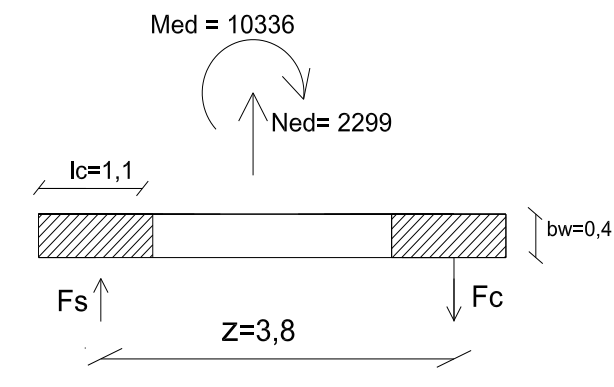


Figura 4.28 - Diagrama de cálculo de PAY (1)

Através do Quadro 4.33 é possível observar que para a envolvente máxima o esforço axial que ocorre é de tração.

Calculando a taxa de armadura necessária através do método dos pilares fictícios o valor resultante é bastante elevado como se pode observar no Quadro 4.33.

Quadro 4.33 - Valores de cálculo e armadura adotada pelo método dos pilares fictícios

| | N_{ed} [kN] | M_{ed} [kN.m] | A_s [cm ²] |
|----|---------------|-----------------|--------------------------|
| EE | 2299 | 10336 | 88,95 |

Deste modo, admitiu-se que a taxa de armadura necessária a colocar seria disposta tanto no elemento de extremidade como também na alma.

Quadro 4.34 - Armadura adotada na colocação dos EE e na alma

| | Realização | $A_{s,final}$ [cm ²] |
|-------|---------------------|----------------------------------|
| EE | 9Ø25 + 8Ø20 | 69,31 |
| Alma | 32Ø16 | 64,32 |
| Total | 9Ø25 + 8Ø20 6Ø16 | 133,63 |

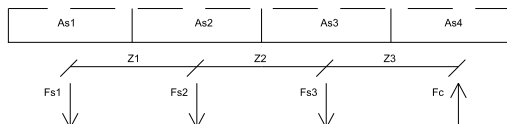


Figura 4.29 - Diagrama de cálculo de PAY (2)

No Quadro 4.35 são expostas as verificações efetuadas para o esforço axial reduzido e a taxa de armadura. Importa referir que o limite do esforço axial reduzido foi bastante preponderante para o dimensionamento do sistema de acoplamento em estudo. O facto de a travessa ter um comprimento pequeno acarreta uma significativa área de influência que combinado com o binário que se cria devido a travessa faz com que o esforço axial obtido seja bastante elevado.

Quadro 4.35 - Verificações primordiais

| | | | |
|--------------|------|-------|----------|
| v_d | 0,37 | <0,4 | Verifica |
| ρ_{VEE} | 1.58 | >0,5% | Verifica |

Quadro 4.36 - Valor da armadura de PAY e respetivo limite

| | Realização | $A_{s,final}$ [cm ²] | | Elemento | $A_{s,min}$ [cm ²] | $A_{s,max}$ [cm ²] |
|------|---------------------|----------------------------------|--|----------|--------------------------------|--------------------------------|
| EE | 9Ø25+ 8Ø20 | 69,31 | | PAY | 36 | 720 |
| EE | 9Ø25+ 8Ø20 | 69,31 | | | | |
| Alma | 32Ø16 | 64,32 | | | | |
| PAY | 22Ø20 + 4Ø25 +22Ø10 | 202,95 | | | | |

Cálculo da armadura transversal

O cálculo da armadura transversal foi efetuado de acordo com o explícito em §2.5.3.2

Quadro 4.37 - Condições a verificar para o esforço transversal

| Verificação | $V_{rd,c,min}$ [kN] | | V_{ed} [kN] | | $V_{rd,max}$ [kN] | Verificação |
|---------------------|---------------------|---|---------------|---|-------------------|-----------------------------|
| Necessário armadura | 2021 | < | 2817 | < | 5745 | Não há esmagamento do betão |

Após os aspetos impostos pelo EC2 terem sido verificados é possível prosseguir para o cálculo da armadura transversal, sendo que o Quadro 4.37 ilustra a armadura adotada.

Quadro 4.38 - Esforço transversal e respetiva armadura adotada

| V_{ed} [kN] | $A_{sw/s}$ [cm ² /m] | Realização |
|---------------|---------------------------------|------------|
| 2817 | 9,52 | 2RØ10//7,5 |

Como explícito no Quadro 2.10, existem algumas condições que devem ser tidas em consideração. Desta maneira, no Quadro 4.21 é efetuada a verificação para a armadura horizontal mínima, contudo as restantes disposições também são verificadas.

Armadura de confinamento

A ductilidade local deve ser garantida na zona dos pilares fictícios através de:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + w_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

No Quadro 4.39 são expostos os valores que remetem para o cálculo da ductilidade. Importa referir que para o presente caso a expressão utilizada corresponde à 2.47 pois o momento de resistência é bastante superior ao atuante. [27]

$$M_{ed} = 10336 \text{ kN.m}; M_{rd} = 69,31 \times 10^{-4} \times 435 \times 10^3 \times 3,8 + 13346 \times \frac{3,8}{2} = 36814 \text{ kN.m}$$

Quadro 4.39 - Valores para o dimensionamento de confinamento (1)

| | | |
|-----------------------|-----------------------|----------------------------------|
| μ_ϕ | 2.02 | } $\alpha\omega_{wd} \geq 0,025$ |
| A_{sv} | 64,32 cm ² | |
| w_v | 0,077 | |
| v_d | 0,37 | |
| $\varepsilon_{sy,d}$ | 0,002175 | |
| $(\omega_{wd})_{min}$ | 0,08 | |
| b_c | 0,4 m | |
| b_0 | 0,32 m | |

No Quadro 4.40 é efetuado o cálculo do espaçamento mínimo que deverá ocorrer entre as cintas.

Quadro 4.40 - Espaçamento mínimo a adotar entre cintas

| Parâmetros a adotar | Avaliação |
|---|--|
| <p>Espaçamento mínimo:</p> $s = \min\left\{\frac{b_o}{2}; 175; 8d_{bL}\right\}$ | $s = \min\left\{\frac{320}{2}; 175; 8 \times 20\right\} = \min\{160; 175; 126\} < 160mm$ <p>Valor adotado $\Rightarrow 160mm$</p> |

Optou-se por se colocar 8RØ8

$$h_0 = 100 \text{ cm}; b_c = 40 \text{ cm}; b_0 = 32 \text{ cm}$$

Quadro 4.41 - Valores para o dimensionamento de confinamento (2)

| | | |
|---------------|---------|---|
| $\rho_{w,x}$ | 0,00195 | } $\propto \omega_{wd} = 0,54 \times 0,0849 = 0,0458 > 0,25 \text{ verifica}$ |
| $\rho_{w,y}$ | 0,0025 | |
| ρ_w | 0,0039 | |
| ω_{wd} | 0,0849 | |
| α_n | 0,78 | |
| α_s | 0,69 | |
| \propto | 0,54 | |

Avaliação da posição do eixo neutro em curvatura última após destacamento do betão fora do núcleo confinado dos EE:

Quadro 4.42 - Comprimento do confinamento

| | | |
|-----------------------|-------|----------------|
| x_u | 1,8 | } $l_c = 1,0m$ |
| $\varepsilon_{cu2,c}$ | 0,008 | |

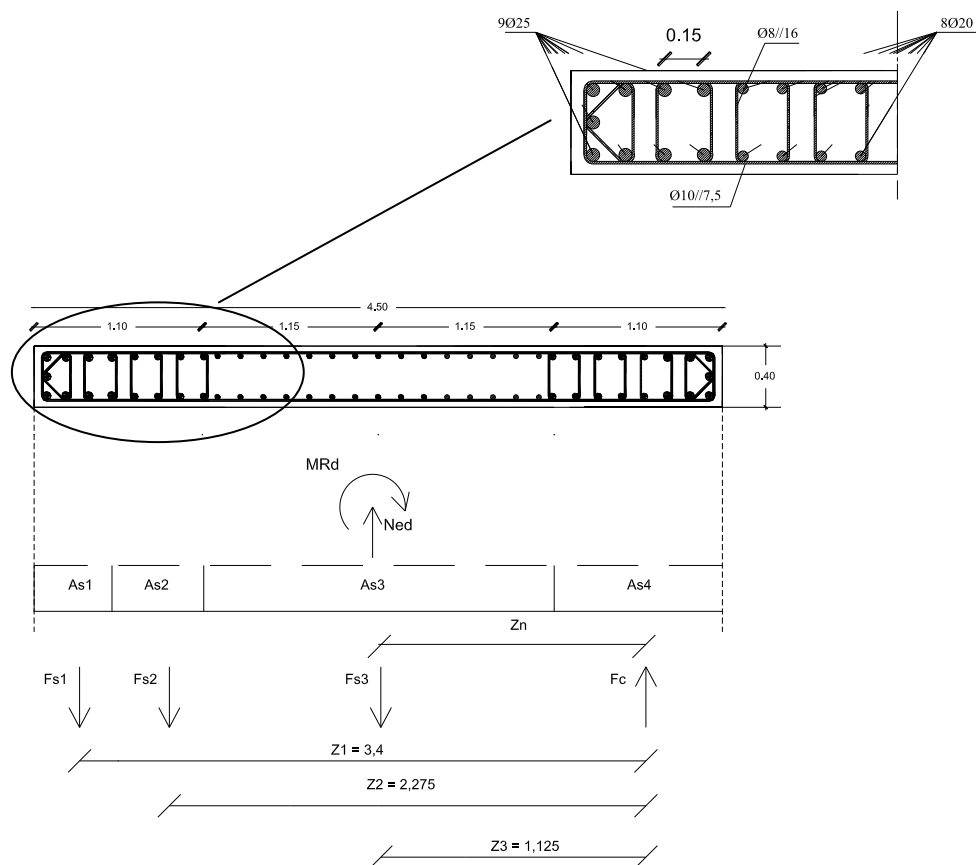


Figura 4.30 - Pormenorização da armadura de PAY

4.7.4 VIGA DE ACOPLAMENTO

Quadro 4.43 - Verificação da espessura e definição da largura crítica

| Parâmetros a avaliar | Verificações |
|--|----------------------|
| Constrangimentos Geométricos $b_w \leq \min\{b_c + h_w; 2b_c\}$ | $b_w = 0,4$ verifica |
| Definição da largura Crítica $l_{cr} = h_w$ | $l_{cr} = 0,8$ |

Quadro 4.44 - Valores das dimensões

| bw | lcl | h | lc | d |
|-----|-----|-----|-----|------|
| 0,3 | 2,1 | 0,8 | 0,8 | 0,75 |

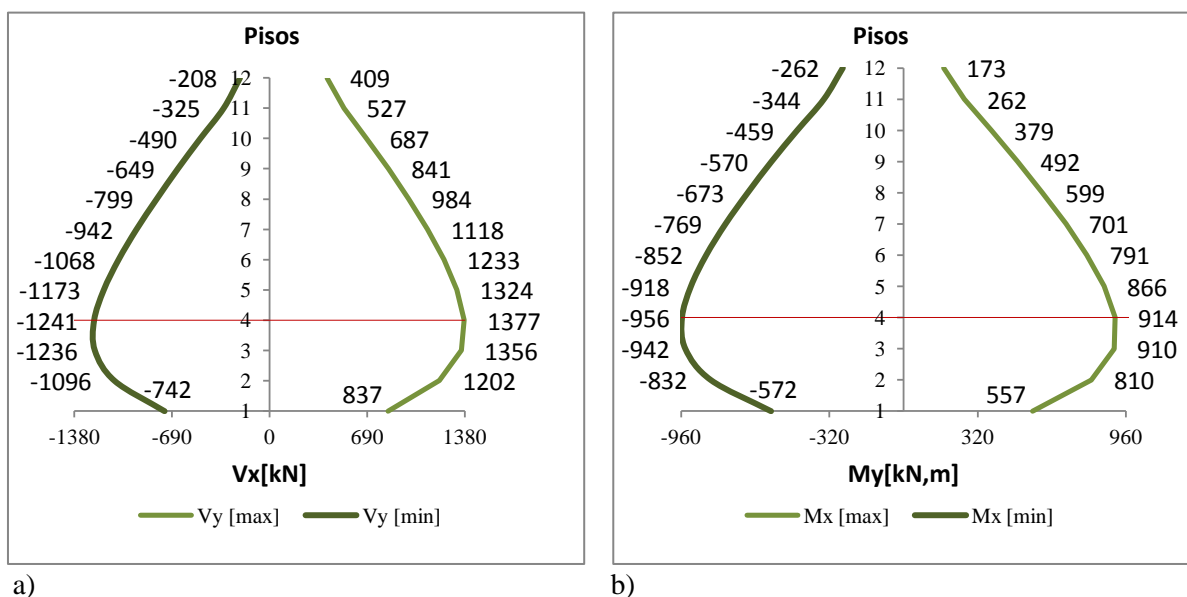


Figura 4.31 - Esforços máximos na VAY para a combinação ASiY: a) Esforço Transverso; b) Momento Fletor

Como se pode verificar através da Figura 4.31 os esforços mais elevados ocorrem no piso 4, deste modo o dimensionamento da armadura irá prosseguir tendo em conta os valores do 4 piso.

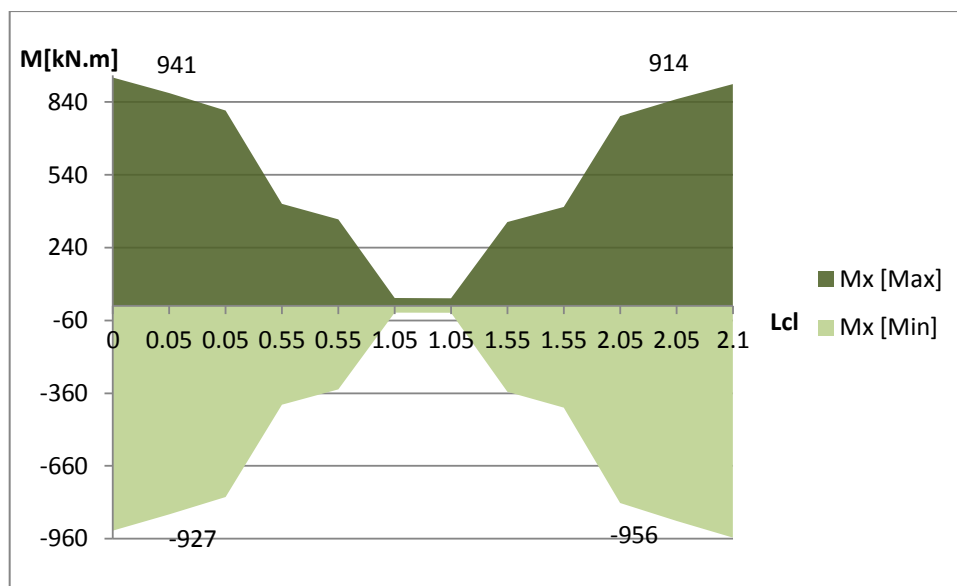


Figura 4.32 - Diagrama do momento

Quadro 4.45 - Armadura longitudinal adotada

| M [kN.m] | μ | w | A_s [cm ²] | Realização | $A_{s,final}$ [cm ²] |
|----------|-------|--------|--------------------------|------------|----------------------------------|
| 956 | 0,283 | 0,3096 | 32,03 | 7Ø25 | 34,36 |

Quadro 4.46 - Momento resistente

| w_{adoptado} | μ | $M_{rd}[\text{kN.m}]$ |
|-----------------------|-------|-----------------------|
| 0,332 | 0,31 | 1029 |

Armadura Transversal

De acordo com o exposto em 2.6 é necessário considerar armadura diagonal pois a relação comprimento/altura da travessa é inferior a 3. Deste modo é necessário aplicar a equação 2.60 da presente dissertação. Em seguinte apresentam-se os cálculos efetuados para o dimensionamento da armadura diagonal.

$$V_{ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \sin \alpha$$

$$V_{ed} = \frac{2 \cdot M_{ed}}{l_{cl}} = \frac{2 \times 956}{2.1} = 910,5 \text{ kN} \rightarrow A_{si} = \frac{910,5}{2.435 \times 10^3 \sin 17,2^\circ} = 35,4 \text{ cm}^2$$

Quadro 4.47 - Armadura Transversal adotada

| $A_s [\text{cm}^2]$ | Realização | $A_{s,\text{final}} [\text{cm}^2]$ |
|---------------------|------------|------------------------------------|
| 35,4 | 8Ø25 | 39,28 |

A armadura necessária para colocar na seção transversal de modo a garantir a ductilidade desejada não é possível executar para a dimensão que se tem. Contudo a título ilustrativo foi desenhada uma solução com a armadura calculada para uma espessura de 0.4 m.

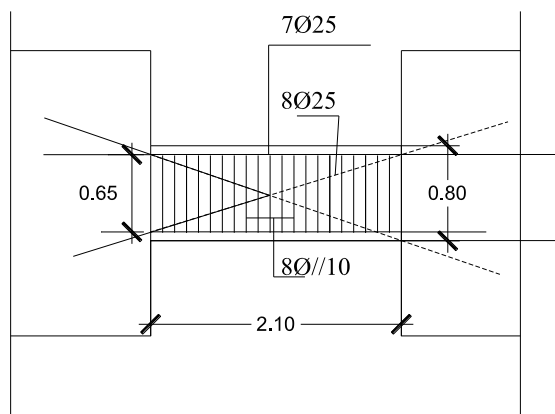


Figura 4.33 - Pormenorização da armadura exemplo de VAY (1)

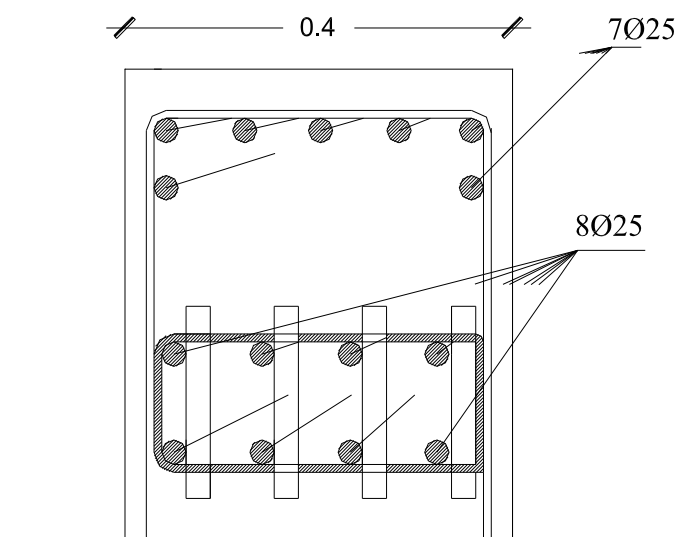


Figura 4.34 - Pormenorização da armadura exemplo de VAY (2)

Como se pode observar através da Figura 4.33 e 4.34 a execução prática desta armadura é bastante complicada sendo questionado se será proveitoso optar-se por este método.

5

CONCLUSÕES

5.1 CONCLUSÕES GERAIS

Na presente dissertação teve-se como intuito estudar três tipos de soluções. O modelo A estudado no capítulo 3 que era composto por paredes dúcteis individuais, o modelo B analisado no capítulo 4, no qual foi estudado para a direção X o sistema de acoplamento composto por uma travessa longa e na direção Y composto por um sistema de acoplamento com uma travessa curta.

Relativamente ao Modelo A, o requisito que foi mais condicionante para o dimensionamento foi o limite que o EC8 impõe de assegurar que os elementos primários têm de garantir pelo menos 85% da rigidez face aos elementos secundários. Esta condição conduziu a aproximação de dimensões das paredes para as diferentes direções.

No modelo B, a verificação ao esforço axial reduzido foi limitante, pois devido à criação de binário o esforço axial existente nas paredes de acoplamento é bastante elevado, principalmente no sistema de travessa curta.

A solução do qual se torna realmente insustentável de executar em obra consiste no sistema de travessa curta. O facto de se considerar armadura diagonal juntamente com a armadura longitudinal torna a execução das armaduras bastante difícil em obra. O facto de normalmente resultar uma elevada taxa de armadura nesta solução reforça ainda a dificuldade deste sistema.

Comparando o Modelo A e o sistema de acoplamento da travessa longa não há claramente um sistema melhor do que o outro. Por um lado, o Modelo A é de cálculo facilitado, contudo tem uma dimensão apreciável podendo trazer problemas construtivos como a colocação das janelas.

5.2 PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após a execução desta dissertação e passando por numerosas complicações do que se refere à aplicação e a verificação de todas as condições expostas pelo EC8. Assim, como desenvolvimento futuro propõe-se a elaboração de documentos complementares do EC8, de modo a facilitar a aplicação dos requisitos expostos e a clarificar a sua aplicação.

Desenvolver outros métodos para as vigas de acoplamento seria bastante proveitoso como já vem sendo estudado de inúmeros autores especialmente para o caso da travessa curta.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Romãozinho, M. F. *Dimensionamento para a ação do EC8 - Análise das prescrições da EN 1998 - aplicadas a estruturas de edifícios de betão armado com recurso a um exemplo prático*, Dissertação de Mestrado, IST, 2008.
- [2] Fardis, N. M., Carvalho, E.C, *Designers' Guide to EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquakes resistance. General rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures*, Thomas Telford, Londres, 2005.
- [3] Lopes, M., *Sismo e Edifícios. Edições*, Orion, Lisboa, 2000.
- [4] Costa, A. *Projeto de estruturas para resistência aos sismos EC8-1 - Exemplo de Aplicação 2*, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2001.
- [5] Eurocódigo 8. EN1998-1: *Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. CEN, Bruxelas, 2009.
- [6] Paulinho, M. A. *Aplicação do EC8 ao Dimensionamento Sísmico de Edifícios de Betão Armado* Dissertação de Mestrado, FEUP, 2011
- [7] Carvalhal, J. *Metodologias de análise e dimensionamento de edifícios de betão armado de acordo com os Eurocódigos*, FEUP, 2012.
- [8] Pradono, M. H., Wijanto, S. *Some Differences Between Coupled wall and cantilever wall structures*. 12WCEE 2000: 12th World Conference on Earthquake Engineering (Upper Hutt, N.Z), Sunday 30 January - Friday 4 February, Auckland, New Zealand, 8.
- [9] Oliveira, S. B. S. L. *Análise do desempenho de diferentes soluções estruturais no projeto de edifícios resistentes aos sismos*, Dissertação de Mestrado, IST, 2013.
- [10] ASCE. *Recommendations for seismic Design of Hybrid Coupled Walls*, ASCE Composite Construction Committee, Version 8 Draft.
- [11] Eurocódigo 0. EN1900: *Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas*. CEN, Bruxelas. 2002.
- [12] Eurocódigo 1. EN1901-1-1: *Eurocódigo 1: Ações em estruturas - Parte 1-1: Ações gerais*. CEN, Bruxelas, 2002.
- [13] Eurocódigo 2. EN1992-1-1: *Eurocódigo 2 Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*, CEN, Bruxelas, 2004.
- [14] Chopra, A. K. *Dynamic of Structures -Theory and Applications to Earthquake Engineering*. New Jersey: Pearson Prentice Hall, 2007.
- [15] Dias, C. *Dimensionamento sísmico de edifícios de acordo com o Eurocódigo 8 e avaliação do seu comportamento*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008
- [16] Gomes, J. *Dimensionamento Sísmico de Edifícios Hospitalares segundo o Eurocódigo 8*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2009.
- [17] Barros, H., Figueiras, J. *Tabelas e Ábacos - de dimensionamento de secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2*. Feup edições, Porto, 2010
- [18] Camara, J. N. *Estruturas de Betão I - Folhas de apoio às aulas*. IST, Lisboa 2013
- [19] Arêde, A. *Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica – Elementos de apoio às aulas*. FEUP, 2013

- [20] Costa, A. *Projeto de estruturas para resistência aos sismos EC8-1 - Exemplo de Aplicação 1*, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, 2001.
- [21] Turgeon, J. A., et al. *The Seismic Performance of Coupled Reinforced Concrete Walls*, Washington, 2011.
- [22] FARDIS, N. M. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings, based on EN- Eurocode 8*, Vol. 8, Greece: Department of Civil Engineering of Patras, 2009.
- [23] Sap2000 advanced 10.0.2 – *Structural analysis program* (1995). Computers and Structures, Inc., Berkeley.
- [24] Sítio da Internet (<http://www.csiamerica.com/products/sap2000/watch-and-learn>). (13/Março/2014)
- [25] Appleton, J. *Estruturas de Betão*, Volume 2, Edições Orion.
- [26] Santos, R. R., *Modelação de Paredes Resistentes em Edifícios de Betão Armado*, Tese de Dissertação, UNL, 2011
- [27] Monteiro, A. Arêde, A. Vila-Pouca, N. Peixoto, Ana. *Avaliação Experimental do Comportamento Cíclico de Pórticos de Pontes de Alta Velocidade Ferroviária em Betão Armado*, Encontro Nacional BETÃO ESTRUTURAL – BE2012 FEUP, 24 – 26 de outubro de 2012.
- [28] Peixoto, A. Monteiro, A. Arêde, A. Vila-Pouca, N. *Pilares de pontes em vias de alta velocidade: Soluções integradas de pré-fabricação*, SIPAV, Março 2013.